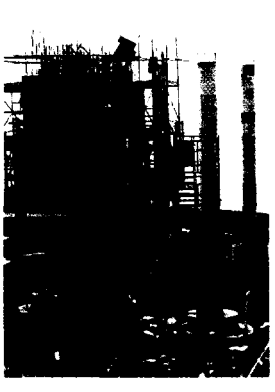
Béton

Nouveau guide du béton et de ses constituants

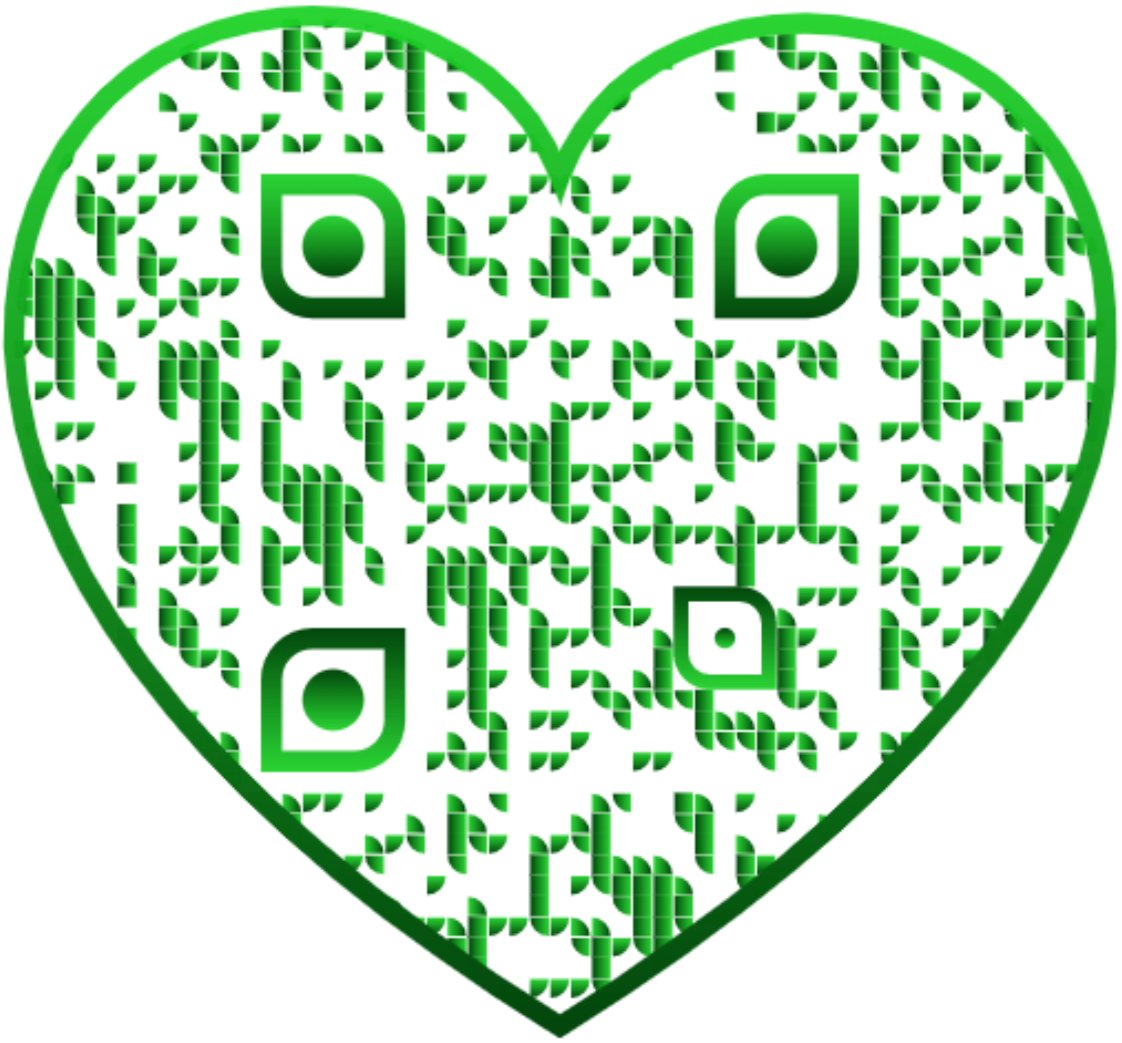


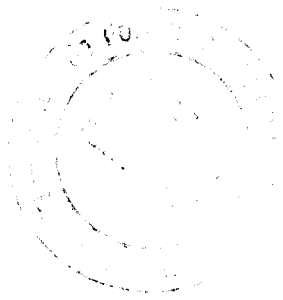
Huitième édition

Jean FESTA
Georges DREUX

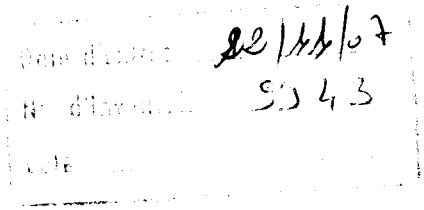
EYROLLES

SHOUT
SHARE
IT





Nouveau guide du béton et de ses constituants



CHEZ LE MÊME ÉDITEUR

J.-P. Roy & J.-L. Blin-Lacroix. – **Le dictionnaire professionnel du BTP**.
G11929, 2e édition, 2006.

G. Karsenty. – **La fabrication du bâtiment**.
G01896, Tome 1 – Le gros œuvre, 1997.
G01897, Tome 2 – Le second œuvre, 2001.

G. Karsenty. – **Guide pratique des VRD et aménagements extérieurs**.
G11444, 2004.

Nouveau guide du béton et de ses constituants

Georges Dreux **Jean Festa**

Huitième édition 1998
Troisième tirage 2007

EYROLLES

ÉDITIONS EYROLLES
61, bd Saint-Germain
75240 Paris Cedex 05
www.editions-eyrolles.com

Le code de la propriété intellectuelle du 1er juillet 1992 interdit en effet expressément la photocopie à usage collectif sans autorisation des ayants droit. Or, cette pratique s'est généralisée notamment dans les établissements d'enseignement, provoquant une baisse brutale des achats de livres, au point que la possibilité même pour les auteurs de créer des œuvres nouvelles et de les faire éditer correctement est aujourd'hui menacée.

En application de la loi du 11 mars 1957, il est interdit de reproduire intégralement ou partiellement le présent ouvrage, sur quelque support que ce soit, sans autorisation de l'éditeur ou du Centre Français d'Exploitation du Droit de Copie, 20, rue des Grands-Augustins, 75006 Paris.

© Groupe Eyrolles, 1995, 1998, ISBN : 2-212-10231-3 • ISBN 13 : 978-2-212-10231-4

Préalable

Après une longue période où, une fois établis, les règlements étaient conservés tels quels pendant de nombreuses années, on assiste depuis une décennie environ à une refonte totale de la réglementation, refonte accélérée et amplifiée par la nécessité d'harmoniser les normes nationales, avec celles des autres pays d'Europe, d'où l'obligation de reprendre bon nombre de spécifications devenues obsolètes et d'assurer une remise à jour en tenant compte des textes les plus récents afin d'éviter d'appliquer des règles n'ayant plus cours.

Cette nouvelle édition tient donc évidemment compte de ces modifications mais a également été complétée par l'adjonction de plusieurs chapitres sur les ciments, constituants essentiels du béton, dont le choix peut s'avérer parfois délicat compte tenu de la notion de durabilité du béton qui devient, dans tous les nouveaux textes, une des préoccupations principales et exige par conséquent une connaissance approfondie de leurs caractéristiques.

Il apparaît d'ailleurs que dans certains cahiers des charges relatifs à des ouvrages de type exceptionnel, la garantie de durabilité du béton est imposée au constructeur pour des durées importantes, de plusieurs décennies, engageant sa responsabilité sur le bon comportement de la structure dans le temps, au même titre que sont garanties les caractéristiques mécaniques prises dans les calculs pour assurer la stabilité.

Cette notion de durabilité nécessite notamment la prise en compte de l'environnement dans lequel est édifiée la construction ainsi que celle des agressivités qu'elle peut subir, ajoutant de ce fait au critère performances mécaniques, qui était sinon unique du moins essentiel dans l'étude de la composition des bétons, celui du bon comportement dans le temps.

Les cinq chapitres consacrés aux ciments traitent donc, outre de leurs propriétés et caractéristiques, des autres aspects intéressant l'ingénieur, tels que les domaines d'utilisation en fonction de leur nature et de leur classe, des conditions extérieures, des moyens de mise en œuvre... De même, en fonction des ouvrages réalisés, nous avons indiqué chaque fois que cela a été possible, les fourchettes de dosages à respecter, soit en tenant compte des recommandations des textes réglementaires lorsque de tels textes existent, soit à partir de ce qu'il convient d'appeler les règles de l'art.

Quant aux chapitres consacrés aux autres constituants du béton, ils ont été actualisés en fonction de l'évolution de certains textes réglementaires ou des normes ainsi que des progrès de la technique. Enfin la méthode de calcul des compositions des bétons, mise au point par Monsieur Georges Dreux, a été conservée intégralement, son application se révélant au fil des temps l'une des plus efficaces pour réaliser des bétons de qualité.

TABLE DES MATIÈRES

LES CONSTITUANTS DU BÉTON

PREMIÈRE PARTIE

LES CIMENTS

CHAPITRE I – DONNÉES GÉNÉRALES SUR LES CIMENTS COURANTS 25

1. Composition des ciments courants 25
1.1 Constituants principaux 25
1.1.1 Clinker Portland 25
1.1.2 Laitier granulé de haut-fourneau 26
1.1.3 Cendres volantes 27
1.1.4 Pouzzolanes naturelles 27
1.1.5 Schistes calcinés 27
1.1.6 Calcaires 27
1.1.7 Fumées de silice 28
1.1.8 Constituants secondaires 28
1.1.9 Sulfate de calcium 28
1.1.10 Additifs 28

2. Principes de fabrication des ciments courants 29
2.1 Extraction 29
2.2 Concassage 29
2.3 Préparation du cru 29
2.3.1 Préhomogénéisation 30
2.3.2 Broyage séchage 30
2.3.3 Séparation 30
2.3.4 Homogénéisation 30
2.4 Cuisson 31
2.5 Refroidissement 31
2.6 Broyage 31
2.7 Stockage, ensachage et expédition 31

3. Différents types de ciments courants 31

4. Propriétés des ciments courants 32
4.1 Caractéristiques physiques 32
4.1.1 Comportement physico-chimique de la pâte 32
4.1.2 Indice d'hydraulicité 33
4.1.3 Prise 34
4.1.4 Durcissement 34
4.1.5 Fausse prise 35
4.1.6 Chaleur d'hydratation 35

4.1.7 Finesse de mouture 35
4.1.8 Retrait normalisé 35
4.1.9 Expansion 36
4.1.10 Gonflement 37
4.2 Caractéristiques chimiques 37
4.2.1 Ciments courants 37
4.2.2 Ciments courants à caractéristiques complémentaires 38
4.2.2.1 Ciments pour travaux à la mer 38
4.2.2.2 Ciments pour travaux en eaux à haute teneur en sulfate 39
4.2.2.3 Ciments à faible chaleur d'hydratation initiale 40
4.2.2.4 Ciments à usage tropical 40
4.3 Caractéristiques mécaniques des ciments courants 40
4.4 Marquages des sacs 41

5. Cas particulier des ciments blancs 42
5.1 Constitution 42
5.2 Propriétés 42

CHAPITRE II – DONNÉES GÉNÉRALES SUR LES AUTRES CIMENTS 43

1. Ciment alumineux fondu 43
1.1 Composition 43
1.2 Caractéristiques 43
1.2.1 Caractéristiques physiques 43
1.2.2 Caractéristiques chimiques 43
1.2.3 Caractéristiques mécaniques 44

2. Ciment prompt naturel 44
2.1 Composition 44
2.2 Caractéristiques 44
2.2.1 Caractéristiques physiques 44
2.2.2 Caractéristiques chimiques principales 45
2.2.3 Caractéristiques mécaniques 45

3. Ciment à maçonner CM et chaux hydrauliques artificielles XHA 45
3.1 Ciments à maçonner 46
3.1.1 Caractéristiques suivant la norme NF P 15-307 de 1969 46
3.1.2 Caractéristiques suivant la norme NF P 15-307 de 1997 46
3.1.2.1 Caractéristiques physiques et chimiques 46
3.1.2.2 Caractéristiques mécaniques 47
3.2 Chaux hydrauliques artificielles XHA 47

4. Chaux de construction 48
4.1 Classification 48
4.2 Résistances à la compression 48

5. Chaux aériennes 49

CHAPITRE III – CARACTÉRISTIQUES ET DOMAINES D'EMPLOI DES CIMENTS 50

1. Ciments Portland CPA-CEM I 50
1.1 CPA-CEM I 42,5 et 42,5 R 50

1.2 CPA-CEM I 52,5 et 52,5 R ... 52
1.3 CPA-CEM I blancs ... 53

2. Ciments Portland composés CPJ-CEM II ... 54
2.1 CPJ-CEM II/A et CPJ-CEM II/B 32,5 et 32,5 R ... 54
2.2 CPJ-CEM II/A et CPJ-CEM II/B 42,5 et 42,5 R ... 55
2.3 CPJ-CEM II/A 42,5 blanc ... 56
2.4 CPJ-CEM II/A 52,5 et 52,5 R ... 56
2.5 CPJ-CEM II/A 52,5 et 52,5 R aux fumées de silice ... 57

3. Ciments de haut-fourneau CHF-CEM III ... 58
3.1 CHF-CEM III/A 32,5 - 42,5 et 52,5 ... 58
3.2 CHF-CEM III/B 32,5 ... 60
3.3 CLK-CEM III/C 32,5 ... 61

4. Ciments au laitier et aux cendres. CLC-CEM V/A 32,5 ... 62

5. Ciments pouzzolaniques CPZ-CEM IV ... 63
5.1 CPZ-CEM IV /A et CPZ-CEM IV/B 42,5 ... 63
5.2 CPZ-CEM IV /A et CPZ-CEM IV/B 22,5 UT ... 63

6. Ciments alumineux fondu CA ... 63

7. Ciments prompts naturels CNP ... 66

8. Ciments blancs à maçonner ... 67

9. Chaux de construction ... 68

CHAPITRE IV – CHOIX DU CIMENT EN FONCTION DES CONDITIONS CLIMATIQUES DU CHANTIER ET DE L'ENVIRONNEMENT DE L'OUVRAGE ... 70

1. Choix du ciment en fonction des conditions climatiques ... 71
1.1 Cas du bétonnage par temps froid ... 71
1.2 Cas du bétonnage par temps chaud ... 72

2. Choix du ciment en fonction de l'agressivité de l'environnement ... 73
2.1 Classification des environnements selon le fascicule de documentation P 18-011 ... 73
2.1.1 Classe d'agressivité A1 ... 73
2.1.2 Classe d'agressivité A2 ... 74
2.1.3 Classe d'agressivité A3 ... 76
2.1.4 Classe d'agressivité A4 ... 77
2.2 Classification des environnements selon la norme XP P 18-305 ... 78
2.3 Classification des environnements suivant le projet de norme NF EN 206 ... 79

CHAPITRE V – CHOIX DES CIMENTS EN FONCTION DES TRAVAUX ... 83

1. Choix des ciments en fonction des types d'ouvrages ... 84
1.1 Aveuglement de renards et de voies d'eau ... 84
1.2 Badigeons ... 84
1.3 Barrages ... 85

1.4 Calages 85
1.5 Carrelages 85
1.6 Chapes 86
1.7 Dallages 86
1.8 Égouts 87
1.9 Enduits 87
1.10 Fondations 91
1.11 Formes de pentes destinées à recevoir une étanchéité 92
1.12 Formes de pentes pour revêtements de sols scellés 92
1.13 Maçonneries, mortiers de pose 92
1.14 Moulages décoratifs 93
1.15 Pieux 93
1.16 Puits de fondation 94
1.17 Réparations 94
1.18 Réservoirs alimentaires 95
1.19 Scellements 95
1.20 Semelles de fondation 96
1.21 Silos 96
1.22 Sols industriels 97
1.23 Solins de souches de cheminées 98
1.24 Traitement des sols 98
1.25 Tuiles de faîtage 98
1.26 Tunnels 98

2. Choix des ciments en fonction du type de béton 98
2.1 Bétons architectoniques 98
2.2 Bétons armés 99
2.3 Bétons maigres 100
2.4 Bétons de grande masse 100
2.5 Bétons à hautes et très hautes performances 101
2.6 Bétons précontraints 101
2.7 Bétons de propreté 103
2.8 Bétons réfractaires 103

3. Choix des ciments en fonction du type de mise en oeuvre 104
3.1 Bétons étuvés 104
3.2 Bétons pompés 105
3.3 Bétons projetés 106
3.4 Coulis d'injection 107
3.5 Démoulage rapide 107
3.6 Préfabrication 107

4. Choix des ciments en fonction de l'environnement 108
4.1 Eaux pures 108
4.2 Eaux à haute teneur en sulfates 108
4.3 Eaux de mer 109
4.4 Résistance à l'usure 109

5. Compatibilité entre béton frais et béton durci 109

6. Compatibilité entre ciments dans un mélange 110

DEUXIÈME PARTIE

LES AUTRES CONSTITUANTS DU BÉTON

CHAPITRE VI – **LES GRANULATS** 113

1. Classes granulaires 114

2. Courbes granulométriques 115

3. Forme des granulats 116

4. Propreté 118

5. Masse spécifique - Masse volumique - Densité - Compacité - Porosité 123

6. Nature et qualité 125

6.1 Les granulats courants 128

6.2 Les granulats lourds 129

6.3 Les granulats légers 129

6.4 Les granulats très durs 132

7. Module de finesse d'un granulat 132

8. Foisonnement des sables 135

CHAPITRE VII – **L'EAU DE GÂCHAGE** 138

1. Convenance 138

2. Essais d'aptitude 139

3. Teneur en chlorures 140

CHAPITRE VIII – **LES ADJUVANTS** 142

1. Définition 142

2. Classification et utilisation 143

2.1 Plastifiants réducteurs d'eau 143

2.2 Superplastifiants hautement réducteurs d'eau 144

2.3 Rétenteurs d'eau 145

2.4 Entraîneurs d'air 146

2.5 Accélérateurs 148

2.6 Retardateurs 149

2.7 Hydrofuges 149

2.8 Antigels et antigélifs 150

2.9 Produits divers 150

2.10 Exemples d'utilisation 151

3. Précautions à prendre 152

3.1 Essais de convenance 152

3.2 Interactions adjuvant-adjuvant 152

3.3 Dosage 153

LE BÉTON

TROISIÈME PARTIE

ÉTUDE DES BÉTONS

CHAPITRE IX – FACTEURS D'ÉTUDES ET PROPRIÉTÉS ESSENTIELLES DES BÉTONS 159

1. Dimension des granulats 159
1.1 Importance de la dimension maximale D 159
1.2 Effet de paroi, limite de D 160

2. Ouvrabilité 161
2.1 L'ouvrabilité, qualité première 161
2.2 Mesures et contrôle de l'ouvrabilité 162
2.2.1 Affaissement au cône d'Abrams 162
2.2.2 Étalement à la table à secousses 163
2.2.3 Maniabilimètre LCPC 164
2.2.4 Ouvrabilité pour béton armé (test CES) 165
2.2.5 Plasticimètre à rotation 166
2.3 Le dosage en eau, facteur d'ouvrabilité 167
2.4 Emploi d'adjuvants 170

3. Résistance 171
3.1 Essais, mesures et critères de la résistance d'un béton 171
3.1.1 Résistance en compression 172
3.1.2 Résistance en traction 173
3.2 Influence de la qualité du ciment 174
3.3 Influence du dosage en ciment et du dosage en eau 174
3.3.1 Rapport E/C 176
3.3.2 Dosage minimal en ciment 178
3.4 Influence de la granularité 180
3.5 Importance de l'adhérence mortier-gravier 181
3.6 Résistance du béton frais 181
3.7 Influence de l'âge sur le durcissement du béton 186
3.8 Influence de la température et de l'humidité 188
3.9 Résistance caractéristique 188
3.10 Résistances moyennes courantes 189
3.11 Classification et désignation des bétons 190

4. Aspect statistique de la résistance caractéristique 190
4.1 Dispersion des résistances 190
4.2 Genres de dispersions 192
4.3 Lots de béton 192
4.4 Cas des bétons certifiés 193
4.5 Exemple de contrôle suivi 193

5. Retrait 195

6. Dilatation 197

7. Fluage ... 198

8. Élasticité ... 200

9. Effet « Poisson » ... 201

10. Corrosion des bétons ... 201
10.1 Gonflement dû au sulfate ... 201
10.2 Réaction alcalis-granulats ... 202
10.3 Carbonatation ... 203

CHAPITRE X – COMPOSITION ET DOSAGE DES BÉTONS ... 205

1. Quelques méthodes de composition des bétons ... 205
1.1 Méthode de Bolomey ... 207
1.2 Méthode d'Abrams ... 207
1.3 Méthode de Faury ... 208
1.4 Méthode de Valette ... 210
1.5 Méthode de Joisel ... 211

2. Recherches concernant la composition des bétons ... 212
2.1 Données essentielles de base ... 214
2.1.1 Dimension des granulats ... 214
2.1.2 Résistance désirée ... 214
2.1.3 Consistance désirée ... 214
2.2 Dosage en ciment ... 214
2.3 Dosage en eau ... 215
2.4 Dosage des granulats ... 215
2.4.1 Composition théorique de référence ... 215
2.4.2 Choix de graduation du graphique ... 216
2.4.3 Fuseaux granulaires réels ... 216
2.4.4 Coordonnées du point de brisure de la composition moyenne de référence ... 221
2.4.5 Cas particulier des micro-bétons ... 229
2.4.6 Coefficient de compacité ... 230
2.4.7 Calcul de la composition granulaire de référence ... 233
2.5 Essai d'étude ... 233
2.6 Essai de convenance ... 235
2.7 La durabilité, facteur complémentaire dans l'étude de la composition des bétons ... 235

3. Méthode pratique pour la composition des bétons ... 237
3.1 Données de base ... 237
3.1.1 Nature de l'ouvrage ... 237
3.1.2 Résistance souhaitée ... 237
3.1.3 Consistance désirée ... 238
3.2 Dimension maximale des granulats ... 238
3.3 Dosage en ciment ... 239
3.4 Dosage en eau ... 241
3.5 Qualité des granulats ... 244
3.6 Tracé de la courbe granulaire de référence ... 245
3.7 Coefficient de compacité ... 249
3.8 Dosage des granulats ... 251
3.9 Essais d'études - Corrections - Cas des gros bétons ... 251

3.10 Exemples pratiques 253
3.10.1 Premier exemple : béton binaire continu D = 20 mm. 253
3.10.2 Deuxième exemple : béton ternaire discontinu D = 50 mm. 257
3.10.3 Troisième exemple : micro-béton 259
3.11 Cas particuliers des bétons de granulats légers pour structures 262
3.11.1 Énoncé du problème. Définition des données principales retenues 263
3.11.2 Choix du sable 263
3.11.3 Choix des granulats 263
3.11.4 Eau totale et eau ajoutée 264
3.11.5 Détermination du rapport C/E 266
3.11.6 Détermination du dosage en ciment C 267
3.11.7 Détermination du rapport G/S 268
3.11.8 Compacité 268
3.11.9 Détermination des dosages en graviers et en sable 268
3.11.10 Ajustement de la formule au mètre cube 269
3.11.11 Essais d'étude 270
3.11.12 Densité caractéristique 270
3.11.13 Exemple 271
3.12 Une méthode simplifiée pour la composition des bétons d'usage courant 275
3.13 Tolérances sur les dosages 282
3.14 Abaque pratique de dosage des bétons courants 283
3.15 Composition volumétrique des bétons courants 284

QUATRIÈME PARTIE

FABRICATION, MISE EN ŒUVRE ET CONTRÔLE DES BÉTONS

CHAPITRE XI – FABRICATION ET TRANSPORT 287

1. Approvisionnement des matériaux 287
1.1 Stockage des granulats 287
1.2 Stockage du ciment 287
1.3 Approvisionnement de la bétonnière 287

2. Malaxage 288
2.1 Les malaxeurs 288
2.2 Les bétonnières 288
2.3 Vitesse et durée de malaxage 288
2.4 Volumes des malaxeurs et bétonnières 289
2.5 Tolérances sur les dosages 290

3. Transport 291

4. Pompage 291

5. Bétons prêts à l'emploi préparés en usine 293
5.1 Caractères normalisés communs aux BCN et BCS 294
5.2 Classes d'environnement 296
5.3 Notion de liant équivalent 298
5.4 Dosage des constituants 299
5.5 Mélange des constituants et transport du béton 300

5.6 Résistance à la compression 301
5.7 Bétons chauds 303
5.8 Attribution de la marque NF 303
5.9 Bons de livraison 304

CHAPITRE XII – **MISE EN ŒUVRE** 305

1. Généralités 305
2. Vibration 305
3. Ségrégation 310
4. Joints de reprise 311
5. Parements 311
5.1 Facteurs divers 312
5.2 Cas des bétons de grande masse 312
5.3 Traitements de surface 312
5.4 Quelques remarques importantes 314
6. Cure du béton 314
7. Collage du béton 316
8. Bétonnage par temps froid 316
9. Bétonnage par temps chaud 319
10. Bétonnage sous l'eau 320
11. Bétonnage à la mer 323

CINQUIÈME PARTIE

BÉTONS SPÉCIAUX & NORMALISATION

CHAPITRE XIII – **BÉTONS SPÉCIAUX** 327

1. Bétons hautes performances 327
1.1 Fumées de silice 328
1.2 Composition des bétons 328
1.3 Résistances 329
1.4 Plasticité 329
1.5 Élasticité 330
1.6 Retrait 330
1.7 Fluage 331
1.8 Tenue au gel 331
1.9 Utilisations 331
2. Les bétons du futur 332
2.1 Les bétons à Ultra Hautes Performances BUHP 332
2.2 Les bétons Autoplaçants BAP 335

3. Bétons de granulats légers 336
3.1 Généralités 337
3.2 Composition 338
3.3 Fabrication et mise en œuvre 339
3.4 Propriétés et caractéristiques des bétons légers 341

4. Bétons cellulaires 345

5. Applications des bétons légers 346

6. Bétons lourds 347
6.1 Principaux granulats employés 347
6.2 Composition, dosages, résistances 347
6.3 Fabrication et mise en œuvre 348

7. Bétons à base de résine 349
7.1 Les résines 349
7.2 Dosage 349
7.3 Résistances 349
7.4 Élasticité, fluage 350

8. Bétons chauffés 350

9. Bétons moulés dans le sol 354
9.1 Principe 354
9.2 Qualité du béton 354
9.3 Paroi d'étanchéité 355

10. Bétons réfractaires - Résistance au feu 355

11. Bétons de fibres 356
11.1 Fibres métalliques en acier 357
11.2 Fibres en fonte 359
11.3 Fibres de polypropylène 359
11.4 Fibres de verre 360

12. Bétons projetés 361

13. Bétons de latérite 363

14. Bétons caverneux - Fabrication et composition 364
14.1 Caractéristiques 364
14.2 Utilisation, avantages et inconvénients 364

CHAPITRE XIV – CONTRÔLE DES BÉTONS 365

1. Moules et éprouvettes 368
1.1 Moules et éprouvettes cylindriques 368
1.2 Moules et éprouvettes prismatiques 368
1.3 Moules et éprouvettes cubiques 369

2. Différents types d'essais de contrôle 369
2.1 Essais d'étude, de convenance et de contrôle 370
2.2 Essais d'information 371
2.3 Contrôles non destructifs 373
2.4 Essais de détection 375

3. Plan d'assurance qualité 376

4. Confection des éprouvettes 377
4.1 Mode de prélèvement et échantillonnage du béton 377
4.2 Mise en place par aiguille vibrante 378
4.3 Mise en place par piquage 385

5. Nombre d'éprouvettes et critères de conformité 385
5.1 Dossier d'étude d'un béton 385
5.2 Dossier de contrôle du béton 387
5.3 Critère de consistance 392

6. Définition et exécution des essais 392
6.1 Généralités et dispositions communes 392
6.2 Essai de compression 393
6.3 Essai de traction par flexion 394
6.4 Essai de traction par fendage 395
6.5 Essai de traction directe 396

7. Influence de la dimension des éprouvettes 396

8. Cas particulier des gros bétons 398
8.1 Dimensions des éprouvettes cylindriques 398
8.2 Mesure de la consistance 399
8.3 Mesure de la résistance 400

CHAPITRE XV – **NORMALISATION** 401

1. Normes relatives aux liants 401

2. Normes relatives aux granulats 403

3. Normes relatives aux adjuvants 405

4. Normes relatives aux bétons 406

LES COMPOSANTS DU BÉTON

Le béton, mélange de plusieurs composants très différents dont les uns sont actifs et les autres inertes, présente des caractéristiques qui sont fonction de celles de ces composants.

L'étude de ces composants a donc été scindée en deux parties :

- la première traitant des ciments, de leurs propriétés, de leurs emplois qui diffèrent selon la nature de leurs constituants de leurs conditions de fabrication..., et dont le choix s'avère primordial pour l'obtention de spécifications bien définies. Cette première partie a été complétée par un guide dans lequel, suivant le type d'ouvrage à réaliser (fondations, enduits,...), les ciments à utiliser et les dosages courants à prévoir ont été précisés.
- La seconde traitant des autres composants, c'est à dire des granulats, des adjuvants, de l'eau, qui doivent également répondre à des critères rigoureux de qualité pour assurer au béton les caractéristiques exigées en fonction des contraintes appliquées et de l'environnement.

Une fois connues les propriétés et particularités des différents composants, la troisième partie traitera des méthodes de composition des bétons permettant de calculer les dosages de chacun de ces composants à mette en œuvre pour obtenir 1 m^3 réel de béton capable de répondre aux spécifications de qualité fixées en fonction des différents paramètres en présence, telles résistances mécaniques, conditions de mise en œuvre...

Dans la quatrième partie seront traités les problèmes de fabrication, mise en œuvre et contrôle des bétons.

Enfin les bétons spéciaux tels ceux pour lesquels on exige de hautes performances ou ceux qui comportent des fibres ou ceux mis en œuvre par projection..., pour n'en citer que quelques uns, font l'objet d'une cinquième partie.

PREMIÈRE PARTIE

LES CIMENTS

L'industrie cimentière commercialise de nombreux types de ciments afin de répondre aux différents problèmes rencontrés lors de la construction d'ouvrages, qu'il s'agisse de résister à certaines attaques physiques ou chimiques, de présenter des caractéristiques mécaniques compatibles avec les contraintes appliquées ou encore pour tenir compte de mises en œuvre particulières.

Parmi les nombreux ciments fabriqués, une première distinction doit être faite entre les « ciments courants » régis par la norme NF P 15-301, et les « autres ciments » généralement réservés à des emplois spécifiques et dont les caractéristiques font l'objet de normes particulières.

Dans la catégorie des ciments courants qui, comme leur nom l'indique, comprend ceux que l'on utilise le plus couramment, existent différents types (dont certains peuvent par exemple assurer une bonne tenue à un environnement agressif, d'autres permettre ou non une mise en œuvre selon des conditions ambiantes particulières...), qui comportent, dans chacun d'eux, plusieurs classes de résistance dont le choix dépend de la valeur des contraintes appliquées.

Les autres ciments comprennent ceux plus particulièrement réservés à l'exécution de travaux spéciaux dans des conditions d'environnement ou de mise en œuvre que ne pourraient permettre les ciments courants.

Chapitre I

DONNÉES GÉNÉRALES SUR LES CIMENTS COURANTS

1. COMPOSITION DES CIMENTS COURANTS

Définition

Le ciment est un liant hydraulique, c'est-à-dire capable de faire prise dans l'eau. Il se présente sous l'aspect d'une poudre très fine qui, mélangée avec de l'eau, forme une pâte faisant prise et durcissant progressivement dans le temps. Ce durcissement est dû à l'hydratation de certains composés minéraux, notamment des silicates et des aluminates de calcium, la proportion de chaux et de silice réactive devant être au moins de 50 % de la masse du ciment.

1.1 Constituants principaux

Les ciments courants ont pour constituant le clinker, auquel il peut être ajouté suivant leur type :
- du calcaire,
- du laitier de haut fourneau,
- des cendres volantes,
- des fines calcaires,
- de la pouzzolane naturelle,
- des schistes calcinés,
- des fumées de silice,

dans le but de modifier certaines de leurs propriétés et de proposer une gamme de produits capables de résoudre les différents problèmes qui se posent lors de la réalisation de certains ouvrages, soit en raison des conditions d'environnement, soit pour des raisons de performances mécaniques.

1.1.1 *Clinker Portland (K)*

Le clinker, obtenu à la sortie des fours à la suite de la cuisson des matières premières constituées principalement de calcaire, d'argile et de matières de correction, est un matériau hydraulique se présentant sous la forme de petits nodules très durs composés essentiellement des quatre phases cristallines suivantes :

- silicate tricalcique également dénommé « alite », C_3S, dont la formule est 3CaO, SiO_2 ;
- silicate bicalcique ou « bélite », C_2S, de formule 2CaO, SiO_2 ;
- aluminate tricalcique C_3A, de formule 3CaO, Al_2O_3 ;
- alumino-ferrite tétracalcique C_4AF, de formule 4CaO, Al_2O_3, Fe_2O_3
(Le ciment Portland contient au moins 95 % de clinker).

Les proportions respectives moyennes de ces différentes phases sont en moyenne de :

50 à 70 % pour le C_3S ;
5 à 25 % pour le C_2S ;
2 à 12 % pour le C_3A ;
0 à 15 % pour le C_4AF.

Les propriétés des ciments varient en fonction des pourcentages respectifs de ces différentes phases, c'est ainsi que :

- le C_3S qui libère au cours de l'hydratation une quantité de chaleur voisine du double de celle libérée par le C_2S, donne au ciment une résistance rapide et élevée ; cette phase est responsable des résistances aux premiers âges.
- Le C_2S permet au ciment d'atteindre des résistances élevées à moyen et long terme ; à fort pourcentage, la chaleur d'hydratation dégagée par le phénomène de prise est plus faible.
- L'aluminate tricalcique C_3A est la phase présentant la plus grande vitesse de réaction initiale d'où l'obtention de résistances initiales élevées. C'est la phase dont la réaction d'hydratation est la plus exothermique. De ce fait elle contribue essentiellement à la prise de la pâte de ciment alors qu'elle contribue assez peu à la résistance finale. Elle est par ailleurs facilement attaquée par les sulfates.
- L'alumino-ferrite tétracalcique C_4AF, qui forme une solution solide de C_2A et C_2F, réagit moins vite que C_3A ; son rôle est mineur dans les réactions de durcissement du ciment.

En dehors de ces quatre principales phases, le clinker comporte également :

- de la chaux libre dont le pourcentage ne doit pas excéder 2% dans le clinker pour ne pas risquer de provoquer une expansion en présence d'eau ;
- de l'oxyde de magnésium MgO, encore appelé périclase, qui, non combiné, peut être à l'origine d'une expansion par réaction avec l'eau.

De ce qui précède, il ressort qu'un ciment contenant par exemple 60 % de C_3S ainsi qu'un pourcentage en C_3A supérieur à 10 %, présentera de fortes résistances initiales et pourra être avantageusement utilisé par temps froid, alors qu'un ciment dont le pourcentage en C_3S est supérieur à 40 % et celui en C_3A n'excède pas 5 %, présentera une chaleur d'hydratation réduite et sera avantageusement utilisé par temps chaud.

1.1.2 *Laitier granulé de haut-fourneau (S)*

Le laitier, sous-produit de la fabrication de la fonte brusquement refroidi par aspersion d'eau, est un matériau hydraulique lorsqu'il est activé. Il se présente sous forme

de nodules dont la composition chimique comporte de l'oxyde de calcium dans des proportions de l'ordre de 40 à 50 %, de la silice entre 25 et 35 %, de l'alumine entre 12 et 30 % ainsi que de la magnésie et d'autres oxydes en très faibles quantités, tous ces éléments étant pratiquement les mêmes que ceux du clinker.

Le laitier retient moins bien l'eau de gâchage que le Portland et craint donc davantage la dessiccation. Par contre il résiste normalement mieux à l'action destructrice des sulfates, à la dissolution de la chaux par les eaux pures ainsi que par celles contenant du gaz carbonique.

1.1.3 *Cendres volantes (V et W)*

Les cendres volantes, produits pulvérulents de grande finesse, proviennent du dépoussiérage des gaz des chaudières des centrales thermiques et peuvent être :

- siliceuses (V), auquel cas elles présentent des propriétés pouzzolaniques c'est à dire qu'elles sont capables de fixer la chaux à température ambiante, faisant prise et durcissant par hydratation ;
- ou calciques (W), auquel cas, outre leurs propriétés pouzzolaniques, elles peuvent présenter des propriétés hydrauliques.

Les cendres volantes siliceuses (V) sont constituées de silice réactive, entre 40 et 55 %, proportion qui ne doit jamais être inférieure à 25 %, et d'alumine entre 20 et 30 % environ, la proportion de chaux réactive devant être inférieure à 5 %. Les cendres calciques (W), moins souvent utilisées, doivent contenir, quant à elles, une proportion de chaux réactive supérieure à 5 %.

1.1.4 *Pouzzolanes naturelles (Z)*

Les pouzzolanes naturelles sont des produits généralement d'origine volcanique, ou des roches sédimentaires, présentant des propriétés pouzzolaniques. Elles sont essentiellement composées de silice réactive (dans des proportions supérieures à 25 %), d'alumine et d'oxyde de fer.

1.1.5 *Schistes calcinés (T)*

Ces produits, obtenus à des températures de l'ordre de 800 °C, présentent, outre leurs propriétés pouzzolaniques, des propriétés hydrauliques lorsqu'ils sont finement broyés. Actuellement les ciments fabriqués en France ne comportent pas de schistes calcinés.

1.1.6 *Calcaires (L)*

Les calcaires utilisés comme constituant du ciment et non comme constituant secondaire, c'est à dire lorsqu'ils représentent plus de 5 % de la masse totale du ciment, doivent présenter une proportion de carbonate de calcium $CaCO_3$ supérieure à 75 % en masse, une teneur en argile telle que l'absorption au bleu de méthylène soit au plus de 1,20 g pour 100 g et une teneur en matières organiques (TOC) au plus égale à 0,5 %.

1.1.7 *Fumées de silice (D)*

Les fumées de silice, constituées de particules environ 100 fois plus petites que les grains de ciment avec un diamètre moyen de l'ordre de 1/10 de micron, présentent des propriétés pouzzolaniques en raison de leur forte teneur en silice amorphe. En outre, en raison de leur finesse, elles complètent la granulométrie des ciments. Ces deux effets entraînent à la fois une forte augmentation de la compacité et une amélioration des résistances mécaniques du fait de la réaction pouzzolanique des fumées de silice.

Elles doivent contenir au moins 85 % de silice réactive, la réaction pouzzolanique s'avérant plus élevée que celles des pouzzolanes naturelles ou des cendres volantes.

1.1.8 *Constituants secondaires*

Les constituants secondaires peuvent être :

- soit l'un des constituants définis précédemment s'ils sont en proportion $\leqslant$ 5 %, exception faite du clinker ;
- soit des fillers (F), leur nature exacte et leur proportion devant d'ailleurs être précisées par le fabricant dès que cette proportion dépasse 3 %.

Lorsque le constituant secondaire est un filler, il s'agit de poudres minérales très fines, généralement inertes mais pouvant parfois présenter des propriétés légèrement hydrauliques ou pouzzolaniques. Ces poudres peuvent améliorer la maniabilité du ciment, ce qui conduit à une augmentation de la maniabilité du béton.

1.1.9 *Sulfate de calcium*

Le sulfate de calcium a pour effet de réguler la prise du ciment.

Le sulfate de calcium qui peut être du gypse, de l'anhydrite ou de l'hémihydrate, doit être ajouté en faible quantité, c'est à dire de l'ordre de 3 à 5 % maximum.

1.1.10 *Additifs*

Les additifs ne doivent présenter aucune action nocive sur les propriétés des ciments mais ils peuvent, suivant les cas, modifier certaines de leurs caractéristiques.

Il peut s'agir d'agents de mouture, fréquemment employés, qui sont des sels organiques solubles utilisés à des doses extrêmement faibles. Ils agissent comme défloculant, empêchant ainsi les phénomènes de réagglomération des grains en cours de broyage.

Il peut s'agir également de sels solubles, tels certains adjuvants pour mortiers, bétons ou coulis qui, dans ce cas, agissent sur une caractéristique précise mais dont la présence dans le ciment doit être *obligatoirement indiquée* en vue d'éviter d'éventuelles incompatibilités avec d'autres produits.

La proportion d'additifs doit toujours rester très faible, le pourcentage admis ne devant pas dépasser 0,5 % de la masse totale, valeur dans laquelle se trouve comprise

la proportion d'agent de mouture, et ceci pour tous les ciments à l'exception des CHF-CEM III/A ou B et des CLK-CEM III/C, pour lesquels la proportion de sels chlorés (NaCl) est autorisée jusqu'à 1 %.

2. PRINCIPE DE FABRICATION DES CIMENTS COURANTS

Sans vouloir entrer dans le détail de la fabrication des ciments, il est cependant nécessaire d'en connaître les principes généraux et les différentes phases.

Les matières premières entrant dans la fabrication du clinker sont le calcaire et l'argile dans des proportions respectivement proches de 80 et 20 %.

Le calcaire apporte le calcium ; l'argile apporte la silice SiO_2, l'alumine Al_2O_3 et l'oxyde ferrique Fe_2O_3, nécessaires au processus de formation du clinker.

Ces matières premières contiennent par ailleurs d'autres éléments que ces oxydes fondamentaux, tels de la magnésie MgO, des sulfates, des sulfures, des alcalis K_2O et Na_2O..., dont les pourcentages doivent être contenus en deçà de limites précises.

La fabrication du ciment comporte les étapes suivantes :

2.1 Extraction

L'extraction consiste en général pour le calcaire, à abattre la roche à l'explosif, dans des carrières généralement à ciel ouvert, de façon à la fragmenter en blocs chargés ensuite dans des dumpers pour alimenter les concasseurs, alors que l'argile, beaucoup plus meuble est exploitée au moyen d'excavateurs ou de roues-pelles avant d'être transportée par camions.

2.2 Concassage

Les matériaux extraits des carrières présentant des granulométries grossières allant jusqu'au m^3, le concassage effectué le plus souvent sur les lieux mêmes de l'extraction a pour but d'en limiter la granulométrie à 50, voire 100 mm au maximum. Les matériels utilisés à cette fin peuvent être mobiles, ou fixes.

2.3 Préparation du cru

La préparation du cru au cours de laquelle on réalise le mélange homogène du calcaire et de l'argile dans des proportions définies en fonction de leurs compositions chimiques particulières, mais toujours proches du rapport 80 de calcaire pour 20 d'argile, peut se faire suivant différents procédés, le résultat final devant permettre l'obtention d'un clinker dont la teneur moyenne des différents oxydes constitutifs est de l'ordre de :

- 65 % de CaO fourchette de 60 à 69 %,
- 21 % de SiO_2 fourchette de 18 à 24 %,
- 6 % de Al_2O_3 fourchette de 4 à 8 %,
- 3 % de Fe_2O_3 fourchette de 1 à 8 %,
- 2 % de MgO fourchette de 0 à 5 % maximum,
- 1 % d'alcalis fourchette de 0 à 2 % maximum,
- 1 % de SO_3 fourchette de 0 à 3 % maximum,

ces proportions permettant de prévoir certaines des qualités ultérieures du ciment.

La préparation du cru peut être réalisée suivant quatre procédés différents :

- la voie sèche, la plus généralement utilisée en France dont nous résumons les phases aux paragraphes 2.3.1 à 2.3.4 ;
- la voie humide, pratiquement abandonnée en France parce que grande consommatrice d'énergie et qui consiste à préparer une pâte dans des délayeurs, pâte qui est ensuite homogénéisée et stockée. Cette voie s'impose lorsque les matériaux extraits présentent un taux d'humidité élevé ;
- la voie semi-sèche qui consiste à humidifier la poudre obtenue après broyage et séchage pour l'agglomérer sous forme de granules qui sont ensuite cuits sur une grille mobile ;
- la voie semi-humide qui consiste à filtrer la pâte réalisée de façon analogue à la voie humide mais, après filtration, à en faire des boudins qui sont ensuite cuits sur une grille.

La fabrication par voie sèche, comporte les phases suivantes :

2.3.1 *Préhomogénéisation*

Cette phase qui a pour but de réaliser un mélange préliminaire, consiste à déposer les matériaux constitutifs du cru en couches successives, de faible épaisseur, formant le « tas de préhomogénéisation ».

2.3.2 *Broyage-séchage*

Repris à l'aide de roues-pelles ou de gratteurs, le mélange précédent est envoyé à la station de broyage afin d'être réduit en une poudre de grains inférieurs à 160 microns.

2.3.3 *Séparation*

Cette phase consiste, suivant le type de séparateur utilisé, à renvoyer au broyeur les particules insuffisamment broyées et à récupérer les fines contenues dans les gaz.

2.3.4 *homogénéisation*

C'est au cours de cette phase que grâce à un brassage pneumatique ou mécanique vigoureux, peut être obtenu un produit parfaitement homogène, de caractéristiques chimiques uniformes, apte à être cuit.

2.4 Cuisson

Réalisée dans des fours rotatifs dont les dimensions les plus courantes sont de l'ordre de 5 m de diamètre et de 80 à 100 m de longueur dans le procédé par voie sèche (de 150 m dans le procédé par voie humide), à une température comprise entre 1 400 et 1 500 °C, la cuisson permet la transformation du cru en clinker, le cycle du traitement comportant les phases suivantes :

- le préchauffage qui s'effectue dans un échangeur de chaleur situé à l'amont du four, les gaz chauds provenant du four y brassant la farine à contre-courant ;
- la décomposition des argiles qui se situe au dessus de 500° ;
- la décarbonatation des calcaires qui s'effectue à 950 °C dans la partie médiane du four dont les températures sont comprises entre 550 et 1 000 °C ;
- la formation du clinker ou clinkérisation à 1 450 °C qui s'effectue en partie aval du four près du brûleur.

2.5 Refroidissement

Cette opération a pour but d'abaisser la température du clinker qui est de l'ordre de 1 200 à 1 450 °C à la sortie du four à environ 50/250 °C suivant les types de refroidisseurs. Cette opération a également une incidence sur la qualité du ciment, un refroidissement trop lent pouvant amener la libération de chaux libre et la transformation du C_3S en C_2S qui entraîne une baisse des résistances.

2.6 Broyage

Il est réalisé en continu dans des broyeurs alimentés à partir des stocks de clinker et des différents constituants et ajouts.

Le broyage a pour objectif, d'une part de réduire les granules de clinker en poudre, d'autre part de procéder à l'ajout du gypse (dont le rôle est de réguler le phénomène de prise), ainsi qu'à celui des éventuels autres constituants (laitier, cendres...), ce qui permet d'obtenir les différents types de ciments normalisés.

2.7 Stockage, ensachage et expédition

À la sortie du broyeur, le ciment est transporté vers des silos de stockage, pour être soit ensaché soit expédié en vrac. L'ensachage, qui dans les pays industrialisés ne représente qu'environ 30 % de la production de ciment, s'effectue dans des sacs en papier kraft à l'aide de machines capables de remplir de 2 000 à 4 000 sacs par heure. La livraison en vrac est assurée par camions, wagons ou péniches.

3. DIFFÉRENTS TYPES DE CIMENTS COURANTS

Selon que des constituants, autres que le gypse, sont ou non ajoutés au clinker lors des opérations de fabrication, on obtient les différents types de ciments définis par la

norme. Le tableau ci-dessous donne la liste des différents types de **ciments courants** normalisés avec indication, pour chacun d'eux, de leur désignation propre et des pourcentages respectifs de constituants qu'ils comportent.

Désignations	Types de ciments	Teneur en clinker	Teneur en % de l'un des constituants suivants : laitier – pouzzolanes – cendres – calcaires – schistes – fumées de silice	Teneur en constituants secondaires
CPA-CEM I	Ciment Portland	95 à 100 %		0 à 5 %
CPJ-CEM II/A	Ciment Portland composé	80 à 94 %	– de 6 à 20 % de l'un quelconque des constituants, sauf dans les cas où le constituant est des fumées de silice auquel cas la proportion est limitée à 10 % (*) ;	0 à 5 %
CPJ-CEM II/B		65 à 79 %	– de 21 à 35 % avec les mêmes restrictions que ci-dessus (*).	0 à 5 %
CHF-CEM III/A	Ciment de haut-fourneau	35 à 64 %	36 à 65 % de laitier de haut-fourneau	0 à 5 %
CHF-CEM III/B		20 à 34 %	66 à 80 % de laitier de haut-fourneau	0 à 5 %
CLK-CEM III/C		5 à 19 %	81 à 95 % de laitier de haut-fourneau	0 à 5 %
CPZ-CEM IV/A	Ciment pouzzolanique	65 à 90 %	10 à 35 % de pouzzolanes, cendres siliceuses ou fumées de silice, ces dernières étant limitées à 10 %.	0 à 5 %
CPZ-CEM IV/B		45 à 64 %	36 à 55 % comme ci-dessus	0 à 5 %
CLC-CEM V/A	Ciment au laitier et aux cendres	40 à 64 %	18 à 30 % de laitier de haut-fourneau et 18 à 30 % de cendres siliceuses ou de pouzzolanes.	0 à 5 %
CLC-CEM V/B		20 à 39 %	31 à 50 % de chacun des 2 constituants comme ci-dessus	0 à 5 %

(*) Le pourcentage de fillers est limité à 5 %.

4. PROPRIÉTÉS DES CIMENTS

4.1 Caractéristiques physiques

4.1.1 *Comportement physico-chimique de la pâte*

Comme cela a été étudié au paragraphe 1.1.1, le ciment est essentiellement constitué de :

- silicate tricalcique – C_3S
- silicate bicalcique – C_2S
- aluminate tricalcique – C_3A
- aluminoferrite tétracalcique – C_4AF.

Une fois la poudre de ciment mélangée à l'eau, les réactions d'hydratation se développent, il se produit alors une cristallisation qui aboutit à un nouveau système de constituants hydratés stables avec formation de cristaux en aiguilles plus ou moins enchevêtrées produisant la prise.

Chacune des phases précédentes a un rôle spécifique dans l'acquisition des propriétés du ciment hydraté et l'on peut scinder la réaction d'hydratation en 4 étapes ou phases :

- une phase initiale, au cours de laquelle le silicate tricalcique se dissout superficiellement pour former un monosilicate de calcium hydraté et l'ettringite ;
- une phase dite dormante, au cours de laquelle la pâte reste fluide, les réactions précédentes se poursuivant moins rapidement pendant une durée de 2 à 3 heures ;
- une phase de prise, au cours de laquelle la pâte acquiert une certaine consistance due à l'interpénétration des cristaux ;
- une phase de durcissement, qui se développe environ 8 heures après le début de l'hydratation et qui se poursuit pendant des années à une vitesse de plus en plus lente et dont le résultat est l'augmentation de la résistance mécanique et de la compacité.

La réaction chimique d'hydratation s'accompagne d'un dégagement de chaleur plus ou moins important selon les ciments et la rapidité de prise.

Il faut noter que la quantité d'eau qu'il est nécessaire d'ajouter pour le gâchage correct du ciment est supérieure à celle strictement nécessaire aux seules réactions chimiques, car il faut distinguer :

- l'eau de cristallisation ou d'hydratation fixée chimiquement dans les nouveaux constituants hydratés et qui est nécessaire à leur structure cristalline, son pourcentage étant en général de l'ordre de 20 à 25 % du poids du ciment ;
- l'eau absorbée ;
- l'eau libre (dans les fins réseaux capillaires) qui s'élimine plus ou moins par séchage et qui est nécessaire pour obtenir la plasticité et l'onctuosité indispensables au gâchage et à la mise en place des bétons.

4.1.2 *Indice d'hydraulicité*

L'indice d'hydraulicité ou indice de Vicat est le rapport de la fraction acide du ciment à la fraction basique :

$$I = \frac{\text{fraction acide}}{\text{fraction basique}} = \frac{SiO_2 + Al_2O_3}{CaO + MgO}$$

La résistance chimique des ciments est d'autant meilleure que leur indice d'hydraulicité est plus élevé :

- quand I > 0,5, le ciment est dit basique (Portland) ;
- quand I < 0,5, le ciment est dit neutre (riche en laitier) ;
- quand I # 1, le ciment est dit acide (conventionnellement) ; ce sont ceux qui font prise en mettant en liberté non de la chaux mais de l'alumine (ciment alumineux).

Actuellement on préconise les règles suivantes :

$$1,40 < \frac{CaO}{SiO_2} < 1,45$$

$$0,45 < \frac{Al_2O_3}{SiO_2} < 0,50$$

4.1.3 *Prise*

Le phénomène de prise, qui s'accompagne d'un dégagement de chaleur plus ou moins important, est lié à de nombreux paramètres :

- le type du ciment, certains d'entre eux ayant des temps de prise beaucoup plus courts que d'autres dans les mêmes conditions d'ambiance ;
- la finesse de mouture, le début de prise étant d'autant plus rapide que la finesse de mouture est grande ;
- la température ambiante, la prise étant stoppée à 0 °C, alors qu'elle est très accélérée dès que la température dépasse 30 °C ;
- la présence de matières organiques dans l'eau ;
- l'excès d'eau de gâchage qui agit alors comme retardateur.

La norme spécifie, suivant les ciments, un temps de prise minimal de :

1 h 30 pour les ciments des classes 32,5 et 32,5 R ;
1 h pour les ciments des classes 42,5 – 42,5 R – 52,5 – 52,5 R.

D'une façon générale les temps de prise sont supérieurs à ces valeurs minimales, l'ordre de grandeur étant de 2 h 30 à 3 h 30 pour la grande majorité des ciments, ces valeurs s'entendant pour une température ambiante de 20 °C.

4.1.4 *Durcissement*

Une fois la prise amorcée, le phénomène d'hydratation se poursuit, c'est la période de durcissement qui se poursuit pendant des mois voire des années au cours desquelles les résistances mécaniques continuent de croître.

Lorsqu'on désire un durcissement rapide, on choisit des ciments de classe élevée et de préférence de classe « R » c'est à dire ayant la caractéristique complémentaire « rapide ». Il est également possible d'utiliser du ciment alumineux fondu CA qui après quelques jours a atteint la quasi totalité de sa résistance.

4.1.5 *Fausse prise*

Dans la composition des ciments rentre en général un peu de gypse (sulfate de calcium hydraté à deux molécules d'eau : $SO_4Ca, 2H_2O$). Si les clinkers sont trop chauds ou s'échauffent trop au cours du broyage, il se forme alors un peu de plâtre $\left[SO_4Ca, \frac{1}{2} H_2O\right]$ dont la prise très rapide donne l'impression d'un début de prise, c'est la « fausse prise ». Dans ce cas, il ne faut surtout pas ajouter d'eau mais augmenter la durée de malaxage. Les ciments les plus sensibles sont ceux à très fine mouture ou à assez fort pourcentage de gypse.

4.1.6 *Chaleur d'hydratation*

La dissolution des différents constituants est exothermique et, selon leurs pourcentages relatifs, le dégagement de chaleur est donc plus ou moins important, c'est le cas par exemple des ciments riches en C_3A que l'on cherchera à utiliser par temps froid ou en préfabrication, alors qu'on aura intérêt à les éviter par temps chaud. Suivant les ciments, cette chaleur est comprise à 12 heures, approximativement, entre 65 J/g par exemple pour certains CHF-CEM III/B et 300 J/g pour certains CPA-CEM I.

La finesse de mouture a également une action sur l'exothermie.

4.1.7 *Finesse de mouture*

La finesse de mouture, également appelée finesse Blaine, exprimée en m^2/kg, représente la surface spécifique ou surface développée d'une masse de 1 kg de ciment. Elle est, d'une façon générale, comprise entre 300 et 350 (pour mémoire rappelons que la finesse s'exprimait auparavant en cm^2/g et que de nombreux utilisateurs continuent à l'exprimer ainsi ; il ressort qu'une finesse de 300 m^2/kg correspond à 3 000 cm^2/g). Certains ciments tels les ciments prompts naturels « CNP » ont un Blaine supérieur à 450 m^2/kg.

Plus la finesse est grande, plus les résistances sont précoces et élevées, mais par contre, plus les risques de retrait et par conséquent de fissuration ainsi que d'éventement du ciment sont accrus.

4.1.8 *Retrait*

C'est la diminution du volume apparent de la matière. On le mesure sur des éprouvettes prismatiques de mortier de 16 cm de longueur et d'une section droite de 4 × 4 cm, conservées dans l'air à une température de 20 °C et une hygrométrie de 50 %.

La norme impose les valeurs limites, à 28 jours, de :

- 800 µm/m pour les ciments Portland CPA-CEM I et CPJ-CEM II de la classe 32,5 ;
- 1 000 µm/m pour des types de ciment identiques mais des classes 32,5 R – 42,5 et 42,5 R.

Remarque : *Sous le terme général de retrait, on peut distinguer :*

- *le retrait plastique avant prise, qui est dû essentiellement à la perte prématurée, par évaporation, d'une partie de l'eau de gâchage et dont l'amplitude est d'environ dix fois celle du retrait hydraulique classique. Ce retrait peut provoquer dans le béton frais non protégé de l'ensoleillement ou du vent et dont la résistance à la traction est pratiquement nulle, des contraintes susceptibles d'entraîner l'apparition de crevasses peu profondes mais d'une ouverture supérieure au millimètre qu'il est d'ailleurs possible de refermer avant la fin de prise par un talochage serré ;*
- *le retrait thermique, dû à la contraction du béton ou du mortier lors de son refroidissement, qui est prépondérant pour les pièces massives ;*
- *le retrait hydraulique qui découle de la contraction du béton ou du mortier en séchant.*

Les principaux paramètres agissant sur le retrait sont :

- la nature du ciment (la proportion de certains constituants a une action défavorable sur la valeur totale du retrait) ;
- la finesse de mouture ;
- le dosage en ciment, dans le béton ;
- le dosage en eau ;
- la propreté et la nature des granulats ;
- la protection après coulage.

Il est parfois utile d'avoir une estimation de la grandeur du retrait du béton, le ciment n'étant pratiquement jamais utilisé pur. À défaut de mesures au cas par cas, le BAEL 91 indique, en fonction des conditions climatiques, les valeurs suivantes dans le cas de pièces non massives, à l'air libre, comportant un pourcentage moyen d'armatures :

- $1{,}5 \times 10^{-4}$ dans les climats très humides ;
- 2×10^{-4} en climat humide, cas de la France métropolitaine à l'exception du quart Sud-Est ;
- 3×10^{-4} en climat tempéré sec tel le quart Sud-Est de la France métropolitaine ;
- 4×10^{-4} en climat chaud et sec ;
- 5×10^{-4} en climat très sec ou désertique.

D'une façon générale, on peut prendre une valeur moyenne de 200 à 300 µm/m pour les bétons coulés en France.

4.1.9 *Expansion*

Les causes possibles de l'expansion proviennent de l'hydratation des oxydes de calcium ou de magnésium que peuvent contenir certains ciments sous forme de chaux ou de magnésie libres.

Les ciments doivent être stables, car les risques d'expansion dans le temps peuvent provoquer des désordres importants par dislocation des maçonneries.

La stabilité se détermine par l'essai Le Chatelier, qui consiste à mesurer l'écartement de deux aiguilles solidaires d'un moule rempli de la pâte de ciment à tester, et conservé dans de l'eau bouillante. La valeur de l'expansion mesurée doit être inférieure à 10 mm pour tous les types de ciments courants.

Le pourcentage maximal de magnésie est limité; sa valeur, spécifiée par la norme, doit être au plus égale à 5 % pour les CPA-CEM I ainsi que pour le clinker (voir tableau 4.2.1); pour certains autres ciments le pourcentage limite est rappelé dans le tableau du paragraphe 4.2.2.1.

4.1.10 *Gonflement*

Bien que non normalisé, il est utile de rappeler qu'alors qu'il se rétracte dans l'air, le ciment augmente de volume lorsqu'il est immergé dans l'eau, ses variations dimensionnelles étant environ le $1/10^{e}$ de celles constatées dans l'air.

4.2 Caractéristiques chimiques

4.2.1 *Ciments courants*

D'une façon générale, les ciments doivent satisfaire au respect d'un certain nombre d'exigences, résumées dans le tableau ci-après, quant à leur composition chimique.

Propriétés	Type de ciment	Classe de résistance	Valeur maximale en % de la masse
Perte au feu	CPA-CEM I CHF-CEM III CLK-CEM III	toutes classes	≤ 5
Oxyde de magnésium MgO	CPA-CEM I	toutes classes	≤ 5
Résidu insoluble	CPA-CEM I CHF-CEM III CLK-CEM III	toutes classes	≤ 5
Sulfates SO_3 limite supérieure	CPA-CEM I et CPJ-CEM II (*)	32,5 32,5 R 42,5	$\leq 3,5$
	CPZ-CEM IV et CLC-CEM V	42,5 52,5 52,5 R	≤ 4
	CHF-CEM III	toutes classes	≤ 4
Chlorures	tous types de ciment (**)	52,5 R toutes les autres classes	$\leq 0,05$ $\leq 0,10$

(*) valable pour les CPJ-CEM II/A et B à l'exception des ciments ne contenant que des schistes calcinés comme constituant, autre que le clinker, pour lesquels la limite est de 4,5 % pour toutes les classes de résistance.

(**) les CHF-CEM III/A et B et les CLK-CEM III/C peuvent contenir plus de 0,10 % de chlorures mais dans ce cas la teneur réelle doit être déclarée.

4.2.2 *Ciments courants à caractéristiques complémentaires :*

La réalisation d'ouvrages situés dans un environnement agressif particulier peut requérir une résistance chimique spécifique pour éviter une attaque par le milieu ambiant susceptible d'entraîner la désagrégation du béton. Tels les cas par exemple des bétons au contact d'eaux à haute teneur en sulfates, d'eau de mer, d'eaux très pures...

Le choix du ciment à utiliser pour assurer la pérennité des ouvrages doit donc être fait en tenant compte de l'ensemble des paramètres en présence (voir chapitres III et IV).

4.2.2.1 Ciments pour travaux à la mer, caractéristique PM

Les ciments destinés aux travaux à la mer doivent être classés PM ; ils satisfont aux deux conditions simultanées suivantes :

$$\% \text{ de } C_3A \leqslant 10$$

$$C_3A + 0{,}27\ C_3S \leqslant 23{,}5\ \% \quad \text{(formule de Sadran)}$$

formule modifiée en $C_3A + 0{,}27\ C_3S \leqslant 26\ \%$, dans le cas des ciments CPJ-CEM II dont le constituant secondaire est de la pouzzolane qui est en proportion supérieure à 10 %. Il est rappelé que c'est essentiellement l'action des sulfates (sulfates de magnésie dans l'eau de mer et sulfate de calcium dans les eaux séléniteuses) sur l'aluminate tricalcique C_3A qui est à l'origine de la dégradation des bétons par suite de formation de sels expansifs (sel de Candlot) car ils fixent dans leur transformation cristalline une plus importante quantité d'eau.

La norme NF P 15-317 reprend l'ensemble des conditions que doivent respecter les ciments pour travaux à la mer, tel que le précise le tableau ci-après qui indique pour chacun des types de ciments éventuellement utilisés, les valeurs limites admises pour leurs différents composants :

Type de ciment	Al_2O_3	MgO	SO_3	ions sulfure S^{--}	C_3A du clinker	$C_3A + 0{,}27\ C_3S$	% constituants secondaires	% additifs
CPA-CEM I								
dont $C_3A \leqslant 8$ %	$\leqslant 8$ %	$\leqslant 3$ %	$\leqslant 3$ %	$\leqslant 0{,}2$ %	$\leqslant 10$ %	$\leqslant 23{,}5$ %	$\leqslant 3$ %	$\leqslant 0{,}1$
si $8\ \% < C_3A \leqslant 10$ %	$\leqslant 8$ %	$\leqslant 3$ %	$\leqslant 2{,}5$ %	$\leqslant 0{,}2$ %	$\leqslant 10$ %	$\leqslant 23{,}5$ %	$\leqslant 3$ %	$\leqslant 0{,}1$
CPJ-CEM II/A avec S ; V ; S + V ou D		–	–	–	–	–		
si clinker $\leqslant 87$ %		$\leqslant 4$ %	$\leqslant 3$ %	$\leqslant 0{,}5$ %	$\leqslant 11{,}5$ %	$\leqslant 23{,}5$ %	$\leqslant 3$ %	$\leqslant 0{,}1$
si clinker > 87 %		$\leqslant 4$ %	$\leqslant 3$ %	$\leqslant 0{,}5$ %	$\leqslant 10$ %	$\leqslant 26$ %	$\leqslant 3$ %	$\leqslant 0{,}1$
CPJ-CEM II/A avec Z								
si $Z < 10$ %	$\leqslant 8$ %	$\leqslant 3$ %	$\leqslant 3$ %	$\leqslant 0{,}2$ %	$\leqslant 10$ %	$\leqslant 23{,}5$ %	$\leqslant 3$ %	$\leqslant 0{,}1$
si $Z \geqslant 10$ %	$\leqslant 8$ %		$\leqslant 3$ %	$\leqslant 0{,}2$ %	$\leqslant 10$ %	$\leqslant 23{,}5$ %	$\leqslant 3$ %	
CPJ-CEM II/A avec L								
si C_3A du clinker $\leqslant 8$ %	$\leqslant 8$ %	$\leqslant 3$ %	$\leqslant 3$ %	$\leqslant 0{,}2$ %	$\leqslant 10$ %		$\leqslant 3$ %	
si $8\ \% < C_3A$ clinker $\leqslant 10$ %	$\leqslant 8$ %	$\leqslant 3$ %	$\leqslant 2{,}5$ %	$\leqslant 0{,}2$ %	$\leqslant 10$ %		$\leqslant 3$ %	

Type de ciment	Al_2O_3	MgO	SO_3	ions sulfure S^{--}	C_3A du clinker	C_3A + 0,27 C_3S	% constituants secondaires	% additifs
CHF-CEM III/A (**)				⩽ 2 %			⩽ 0,1(*)	
CHF-CEM III/B				⩽ 2 %			⩽ 0,1(*)	
CLK-CEM III/C				⩽ 2 %			⩽ 0,1(*)	
CLC-CEM V/A et B (***)				⩽ 2 %			⩽ 0,1	

(*) À l'exception des sels chlorés dont la proportion est limitée à 1 %.
(**) La proportion de laitier (S) doit être au minimum de 60 %.
(***) Le pourcentage de (CaO) doit être ⩽ 50 %.

À ces spécifications, s'ajoute celle que tous les ciments soumis à l'essai de stabilité doivent présenter une expansion inférieure ou au plus égale à 5 mm.

Les proportions d'aluminate tricalcique et de silicate tricalcique contenues dans les ciments Portland sans constituants secondaires sont évaluées grâce aux formules de Bogue suivantes : $(Al_2O_3, 3CaO) = 2{,}65\ (Al_2O_3) - 1{,}69\ (Fe_2O_3)$
$(SiO_2, 3CaO) = 4{,}07\ (CaO) - 7{,}60\ (SiO_2)$

4.2.2.2 Ciments pour travaux en eau à haute teneur en sulfates, caractéristique ES

Les ciments destinés aux travaux en eaux à haute teneur en sulfates, c'est-à-dire dans le cas de solutions pour lesquelles la concentration en ions SO_4^{--} est ⩾ 1 500 mg/l, doivent respecter les teneurs en SO_3, MgO et insolubles spécifiées dans la norme NF P 15-319 dont les valeurs sont rappelées dans le tableau ci-dessous :

	CPA-CEM I	CPJ-CEM II (*)	CHF-CEM III(**) CLK-CEM III CLC-CEM V (***)
Constituants secondaires	⩽ 3 %	⩽ 3 %	–
Additifs	⩽ 0,1 %	⩽ 0,1 %	⩽ 0,1 %
Perte au feu	⩽ 3 %	⩽ 3 %	–
SO_3 en %	⩽ 3,5 % *si* $(C_3A) \leqslant 3$ % ou ⩽ 2,5 % *si* 3 % < $(C_3A) \leqslant 5$ %	⩽ 2,5 %	
MgO	⩽ 4 %	⩽ 4 %	
Insolubles	⩽ 0,75 %	⩽ 0,75 %	
(C_3A)	⩽ 5 %	C_3A du clinker ⩽ 5 %	
$(C_4AF) + 2(C_3A)$	⩽ 20 %	$(C_4AF) + 2(C_3A)$ du clinker ⩽ 20 %	

(*) Les CPJ-CEM II/A peuvent avoir comme constituants, autres que le clinker, du laitier (S), des cendres (V), du laitier et des cendres (S+V) ou de la pouzzolane (Z), dans la limite de 20 % y compris les constituants secondaires dans la limite de 3%.
Les CPJ-CEM II/B ne peuvent, en dehors du clinker, comporter que du laitier dans la limite de 35 %, constituants secondaires inclus dans la limite de 3 %.
(**) Le pourcentage de laitier doit être d'au moins 60 % pour les ciments CHF-CEM III/A.
Le pourcentage de sels chlorés peut atteindre 1 %.
(***) Le pourcentage de (CaO) doit être ⩽ 50 %.

À préciser que les valeurs indiquées dans le tableau précédent se rapportent au ciment, à l'exception de celles relatives au résidu insoluble et au MgO, dans le cas des CPJ-CEM II, qui se rapportent au clinker.

4.2.2.3 Ciments à faible chaleur d'hydratation initiale et à teneur en sulfures limitée CP1 et CP2

Pour certaines utilisations le ciment doit présenter en plus des caractéristiques générales spécifiées, une chaleur d'hydratation initiale limitée et une faible teneur en ions sulfures. De telles caractéristiques sont notamment exigées pour la réalisation de certains travaux de précontrainte dans les marchés publics. Leur faible chaleur d'hydratation est aussi intéressante dans la construction d'ouvrages de masse.

La norme NF P 15-318 précise les spécifications de ces types de ciment :

Types de ciments	**CPA-CEM I – CPJ-CEM II/A et B – CHF-CEM III/A et B – CPZ-CEM IV/A et B – CLC-CEM V/A et B**	
Classe	CP1	CP2
Ions sulfure S^{--}	$< 0{,}5$ % (*)	$< 0{,}2$ %
Chaleur d'hydratation à 12 h	$\leqslant 230$ J/g	$\leqslant 230$ J/g

(*) La révision de la norme à paraître en 1998 devrait porter ce pourcentage à 0.7 %

4.2.2.4 Ciments à usage tropical UT

Les ciments à usage tropical, de caractéristique UT, objet de la norme NF P 15-302, se différencient des ciments courants d'une part par l'existence d'une classe 22,5 et d'autre part du fait qu'ils peuvent contenir des fillers pouzzolaniques à teneur en silice réactive (SiO_2) inférieure à celle spécifiée pour les pouzzolanes, les autres constituants étant les mêmes.

Les types de ciment à usage tropical sont :

- les CPJ-CEM II/A et B 32,5 UT ;
- les CPZ-CEM IV/A et B 22,5 UT, dont les résistances garanties sont :
  10 MPa à 7 jours ;
  20 MPa à 28 jours.

4.3 Caractéristiques mécaniques des ciments courants

Les ciments courants sont classés en fonction de leurs résistances mécaniques à la compression exprimées en MPa à 28 jours, la norme spécifiant une limite inférieure et une limite supérieure dont les valeurs sont les suivantes :

Classe des ciments	**Résistance à 2 jours**	**Résistance minimale à 28 jours**	**Résistance maximale à 28 jours**
32,5		$\geqslant 32{,}5$	$\leqslant 52{,}5$
32,5 R	$\geqslant 13{,}5$	$\geqslant 32{,}5$	$\leqslant 52{,}5$
42,5	$\geqslant 12{,}5$	$\geqslant 42{,}5$	$\leqslant 62{,}5$
42,5 R	$\geqslant 20$	$\geqslant 42{,}5$	$\leqslant 62{,}5$
52,5	$\geqslant 20$	$\geqslant 52{,}5$	–
52,5 R	$\geqslant 30$	$\geqslant 52{,}5$	–

Les classes « R », rapides, présentent aux jeunes âges des caractéristiques mécaniques plus élevées et trouvent leur intérêt particulièrement dans certaines circonstances telles que bétonnage par temps froid, décoffrage rapide, préfabrication...

Il y a lieu de distinguer les valeurs spécifiées pour chaque classe de ciment par la norme (tableau précédent), la probabilité étant statistiquement de 95 % pour les résistances minimales et de 90 % pour les résistances maximales, et les valeurs garanties que le fabricant doit respecter à 100 % et qui sont indiquées dans le tableau ci-dessous :

Classe des ciments	Résistances garanties à 2 jours	Résistances garanties à 7 jours	Résistances garanties à 28 jours
32,5		17,5	30
32,5 R	12		30
42,5	10		40
42,5 R	18		40
52,5	18		50
52,5 R	28		50

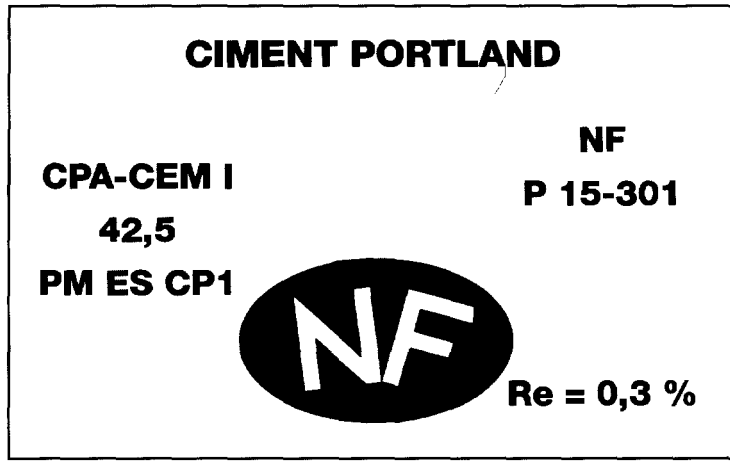
4.4 Marquage des sacs

Les inscriptions portées sur les sacs comportent outre la marque du ciment (nom du fabricant et de l'usine) :

- le type du produit, ex. : Ciment Portland Composé – CPJ-CEM II/A ;
- l'indication des constituants autres que le clinker ;
- l'indication de la norme à laquelle il se réfère, ex. : NF P 15-301 ;
- la classe de résistance, ex. : 32,5 R ;
- les caractéristiques complémentaires éventuelles, ex. : PM, ES, CP2 ;
- une indication sous forme d'astérisque (*) pour les CPA-CEM I lorsque la teneur en constituant secondaire est supérieure à 3 %;
- la nature et le pourcentage d'adjuvant lorsque le ciment en comporte, (ex : Re = 0,3 %), l'identification des différents adjuvants correspondant aux mentions suivantes :

HR	Haut réducteur d'eau
Re	Réducteur d'eau plastifiant
H	Hydrofuge
F	Fluidifiant – Superplastifiant
E	Entraîneur d'air
P	Plastifiant
Ap	Accélérateur de prise
Ad	Accélérateur de durcissement
Rp	Retardateur de prise

À titre d'exemple, le sac d'un ciment Portland CPA-CEM I de classe 42,5 ayant les caractéristiques complémentaires prise mer « PM », tenue aux eaux à haute teneur en sulfates « ES » à teneur limitée en sulfures « CP1 », comportant en plus un adjuvant réducteur d'eau plastifiant présentera les indications figurées sur le croquis 1.



Contrôlé par la Ville de Paris

5. CAS PARTICULIER DES CIMENTS BLANCS

5.1 Composition

Ces ciments sont obtenus à partir de calcaire blanc, silice et alumine ne contenant pas, ou seulement en infimes proportions, d'oxydes métalliques susceptibles de colorer le produit, tels les oxydes de fer, de manganèse ou de chrome.

5.2 Propriétés

Les ciments blancs étant des ciments CPA-CEM I, CPJ-CEM II/A ou B, ils respectent les mêmes spécifications que les autres ciments courants sur le plan des caractéristiques normalisées, c'est-à-dire mécaniques, physiques et chimiques, et sont donc conformes à la norme NF P 15-301. Ils ne se distinguent que par la blancheur.

Chapitre II

DONNÉES GÉNÉRALES SUR LES AUTRES CIMENTS

1. CIMENT ALUMINEUX FONDU

1.1 Composition

Également appelé Fondu dans le langage courant, ce ciment est constitué d'aluminate monocalcique obtenu par cuisson poussée jusqu'à fusion d'un mélange de bauxite, de calcaire, d'oxydes de fer et de silice dans des proportions telles que la teneur en alumine est voisine de 40 %.

1.2 Caractéristiques

1.2.1 *Caractéristiques physiques*

- Le temps de prise sur mortier est le plus souvent compris entre 2 h et 3 h 30 pour le début et entre 2 h 30 et 4 heures pour la fin de prise, la norme exigeant un temps d'au moins 1 h 30 pour le début de prise ;
- le durcissement est rapide, ce qui permet l'obtention de résistances très élevées en quelques heures ;
- la masse volumique est de 3,2 à 3,3 ;
- la surface spécifique ou finesse Blaine est comprise entre 285 et 345 m^2/kg ;
- le retrait est du même ordre de grandeur que celui des CPA-CEM I avec une évolution plus rapide les premiers jours ;
- la tenue à la chaleur est bonne à 500 °C avec des granulats courants, mais peut dépasser 1 000 °C avec des granulats spéciaux.

1.2.2 *Caractéristiques chimiques*

- Les teneurs en soufre et en chlore sont limitées à 0,1 % ;
- la teneur totale en alcalins est limitée à 0,4 % ;
- l'hydratation ne donne pas lieu à libération de chaux, d'où un bon comportement :
  - à la chaleur ;

- vis à vis des milieux agressifs non alcalins ;
- en présence : • de l'eau de mer,
  • des acides de pH égal ou supérieur à 4,
  • des hydrocarbures,
  • des solutions sucrées,
  • des corps gras...

1.2.3 *Caractéristiques mécaniques*

Les résistances minimales garanties sont de :

en compression :	30 MPa à 6 heures	pour une limite inférieure nominale de 34 MPa
	50 MPa à 24 heures	pour une limite inférieure nominale de 53 MPa
	60 MPa à 28 jours	pour une limite inférieure nominale de 65 MPa
en flexion :	4,0 MPa à 6 heures	pour une limite inférieure nominale de 4,4 MPa
	5,5 MPa à 24 heures	pour une limite inférieure nominale de 5,8 MPa
	6,5 MPa à 28 jours	pour une limite inférieure nominale de 6,5 MPa

2. CIMENT PROMPT NATUREL CNP

2.1 Composition

Le matériau initial permettant la fabrication de ce ciment est un calcaire argileux de composition régulière, homogène, contenant 25 % d'argile auquel n'est effectué aucun ajout. La cuisson réalisée à une température comprise entre 800 et 1 200 °C, est suivie d'un broyage à une finesse de l'ordre de 700 m^2/kg.

La composition du matériau permettant la fabrication du ciment prompt naturel limite la production dans des sites à proximité de gisements adaptés.

2.2 Caractéristiques

2.2.1 *Caractéristiques physiques*

- Le temps de prise doit être inférieur à 4 minutes selon la norme NF P 15-314. Sur mortier normal le début de prise est en fait de 2 minutes et demie et la fin de prise de 4 minutes. Le début de prise peut être retardé par ajout d'acide citrique ou d'un adjuvant spécifique.

En raison de la propriété de ce ciment à faire prise très rapidement, on ne doit jamais le remalaxer ou le rebattre une fois la prise commencée. Pour les mêmes raisons on ne doit pas le lisser, cette opération risquant de casser la prise.

- La finesse Blaine en m^2/kg, de l'ordre de 700, doit être supérieure à 500 m^2/kg.

- Le retrait est un peu plus faible que celui des ciments courants, la norme spécifiant une limite maximale de 1 200 µm/m et les moyennes mesurées sur le produit industriel étant de l'ordre de 700 µm/m.

2.2.2 *Caractéristiques chimiques principales*

- Teneur en anhydride sulfurique ≤ 4 %.
- Perte au feu ≤ 14 %.
- Teneur en insolubles ≤ 6 %.
- Le ciment prompt naturel présente un bon comportement vis à vis des eaux à haute teneur en sulfates, des eaux pures, des eaux acides ainsi qu'en présence d'eau de mer.

2.2.3 *Caractéristiques mécaniques*

Le ciment prompt est caractérisé par une montée très rapide de ses résistances mécaniques aux premiers âges, les valeurs garanties étant d'au moins :

- après 15 minutes 4 MPa
- à 1 heure 6 MPa
- à 3 heures 8 MPa
- à 1 jour 10 MPa
- à 7 jours 14 MPa
- à 28 jours 19 MPa.

La résistance du ciment prompt, qui est généralement voisine de 40 MPa à 90 jours, continue à progresser régulièrement pendant des années jusqu'à environ 50 MPa. Les évolutions probables des résistances, suivant qu'il s'agit d'un mortier 1/1 dosé à 1 partie de ciment pour 1 partie de sable, d'un mortier 1/3 dosé à 1 partie de ciment pour 3 de sable ou enfin d'un béton dosé à 650 kg de ciment sont de l'ordre de :

Ages	28 jours	6 mois	1 an	5 ans
Mortier 1/1	19 MPa	40 MPa	45 MPa	48 MPa
Mortier 1/3	14 MPa	25 MPa	32 MPa	42 MPa
Béton	28 MPa	42 MPa	48 MPa	50 MPa

3. CIMENTS À MAÇONNER CM ET CHAUX HYDRAULIQUES ARTIFICIELLES XHA

Les ciments à maçonner et les chaux hydrauliques artificielles sont tous deux des liants hydrauliques pulvérulents obtenus par mélange et broyage de clinker Portland avec d'autres constituants pouvant être soit des fillers généralement calcaires, soit des matériaux présentant des propriétés hydrauliques tels le laitier, les pouzzolanes..., la proportion de clinker étant de l'ordre de 50 %.

Tous deux sont des ciments contenant, en moindres proportions, les mêmes éléments actifs que les ciments Portland.

Les ciments à maçonner peuvent, dans certains pays, être désignés sous le nom de chaux hydrauliques artificielles et, s'agissant de produits ayant les mêmes compositions et propriétés, il est vraisemblable que l'appellation chaux hydraulique artificielle XHA sera abandonnée pour être remplacée, dans le cadre de la normalisation européenne, par ciments à maçonner MC.

Les deux produits coexistant et leurs caractéristiques propres étant précisées dans chacun des cas par des normes spécifiques, les paragraphes ci-après en rappellent les valeurs.

3.1 Ciments à maçonner

Les caractéristiques des ciments à maçonner sont précisées dans la nouvelle norme NF P 15-307 de décembre 1997 « Ciments à maçonner CM » qui regroupe les produits définis par l'ancienne version de la norme NF P 15-307 d'octobre 1969 « Ciments à maçonner » et ceux de la norme européenne FD EN 413-1 de mars 1995 « Ciments à maçonner – Partie 1 – Spécifications », qui spécifie les exigences relatives aux propriétés des ciments à maçonner utilisés en Europe pour le montage des briques et blocs ainsi que pour les enduits intérieurs et extérieurs.

Compte tenu de la parution très récente de la nouvelle norme NF P 15-307, nous avons repris les spécifications de l'ancienne version, dont la connaissance peut s'avérer utile pour le contrôle de descriptifs ou d'ouvrages réalisés antérieurement, étant entendu qu'à l'avenir, seules les caractéristiques spécifiées dans la version de 1997 sont à prendre en considération.

3.1.1 *Caractéristiques suivant la norme NF P 15-307 de 1969*

- Temps de début de prise $\geqslant$ 30 minutes ;
- résistances à la compression suivant la classe :

pour le ciment CM 160	10 MPa à 7 jours	16 MPa à 28 jours
pour le ciment CM 250	16 MPa à 7 jours	25 MPa à 28 jours.

3.1.2 *Caractéristiques suivant la norme NF P 15-307 de 1997*

3.1.2.1 Caractéristiques physiques et chimiques

- Temps de début de prise : $\geqslant$ 60 minutes ;
- temps de fin de prise : $<$ 15 heures ;
- pourcentage de matières organiques : $\leqslant$ 1 % ;
- expansion : $\leqslant$ 10 mm ;
- caractéristiques de composition rappelées dans le tableau ci-après :

Type et classe	Teneur en clinker Portland en %	Agent entraîneur d'air	Teneur en sulfate exprimée en SO_3	Teneur en chlorure exprimée en Cl	Matières organiques
MC 5	⩾ 25 %	exigé	⩽ 2 %		⩽ 1 %
MC 12,5	⩾ 40 %	exigé	⩽ 3 %	⩽ 0,10 %	⩽ 1 %
MC 12,5 X	⩾ 40 %	non autorisé	⩽ 3 %	⩽ 0,10 %	⩽ 1 %
MC 22,5 X	⩾ 40 %	non autorisé	⩽ 3 %	⩽ 0,10 %	⩽ 1 %

3.1.2.2 Caractéristiques mécaniques

En fonction de la classe de résistance, les valeurs minimales et maximales sont :

Type et classe	Rc à 7 jours	Rc à 28 jours	
MC 5		⩾ 5 MPa	⩽ 15 MPa
MC 12,5	⩾ 7 MPa	⩾ 12,5 MPa	⩽ 32,5 MPa
MC 12,5 X	⩾ 7 MPa	⩾ 12,5 MPa	⩽ 32,5 MPa
MC 22,5 X	⩾ 10 MPa	⩾ 22,5 MPa	⩽ 42,5 MPa

3.2 Chaux hydrauliques artificielles XHA

Ces produits ressortent de la norme NF P 15-312.

La proportion de constituants autres que le clinker est au maximum de 60 % pour la classe 100.

Leurs principales propriétés sont les suivantes :

- un début de prise > 30 mn ;
- une expansion < 3 mm au bout de 3 heures d'ébullition ;
- une teneur en sulfate SO_3 < 3,5 % ;
- une teinte claire régulière ;
- un grand pouvoir de rétention d'eau ;
- une bonne adhérence sur les supports qu'elles recouvrent ;
- une bonne plasticité des mortiers.

Elles existent dans les classes de résistance suivantes :

- Chaux XHA 60 résistance à la compression à 7 jours 3 MPa
  résistance à la compression à 28 6 MPa
- Classe XHA 100 résistance à la compression à 7 jours 5 MPa
  résistance à la compression à 28 10 MPa

(Certains fabricants commercialisent des XHA 160 qui sont pratiquement identiques aux ciments à maçonner CM 160.).

Noter que dans la norme NF P 15-312, les classes de résistance des chaux sont encore exprimées en bars et non en MPa, en sorte que, par exemple, la résistance d'une chaux XHA 100 est notée 100 bars à 28 jours, ce qui correspond à 10 MPa.

4. CHAUX DE CONSTRUCTION

Sous le vocable chaux de construction, se trouvent regroupés les différents types de chaux qui comprennent les chaux aériennes, les chaux hydrauliques et les chaux hydrauliques naturelles.

Remarque : *Concernant les chaux hydrauliques naturelles XHN qui comprenaient plusieurs classes de résistances, cette dénomination n'existe plus, et a été remplacée par celle des chaux hydrauliques naturelles NHL dont les utilisations sont identiques.*

Les chaux de construction sont essentiellement utilisées comme liant dans la confection des mortiers à maçonner, dans les travaux d'enduits intérieurs et extérieurs ainsi que pour la stabilisation des sols.

4.1 Classification

Les différents types de chaux de construction sont classés en fonction, soit de leur teneur en (CaO + MgO) pour les chaux calciques et dolomitiques qui comprennent également les chaux vives et les chaux éteintes, soit en fonction de leur résistance à la compression pour les chaux hydrauliques.

Les identifications des différents produits sont les suivantes :

– Chaux calcique 90	CL 90	masse volumique apparente : # 03 à 0,6
– Chaux calcique 80	CL 80	masse volumique apparente : 0,3 à 0,6
– Chaux calcique 70	CL 70	masse volumique apparente : 0,3 à 0,6
– Chaux dolomitique 85	DL 85	masse volumique apparente : 0,4 à 0,6
– Chaux dolomitique 80	DL 80	masse volumique apparente : 0,4 à 0,6
– Chaux hydraulique 2	HL 2	masse volumique apparente : 0,4 à 0,8
– Chaux hydraulique 3,5	HL 3,5	masse volumique apparente : 0,5 à 0,9
– Chaux hydraulique 5	HL 5	masse volumique apparente : 0,6 à 1,0
– Chaux hydraulique naturelle 2	NHL 2	masse volumique apparente : 0,4 à 0,8
– Chaux hydraulique naturelle 3,5	NHL 3,5	masse volumique apparente : 0,5 à 0,9
– Chaux hydraulique naturelle 5	NHL 5	masse volumique apparente : 0,6 à 1,0

Les chaux hydrauliques HL et NHL doivent présenter des temps de prise supérieurs à 1 heure et inférieurs à 15 heures.

4.2 Résistance à la compression

Concernant les caractéristiques mécaniques, le tableau ci-après indique d'une part les valeurs de résistance à la compression à 7 et 28 jours ainsi que les valeurs limites entre lesquelles tous les résultats d'essais doivent se situer. Pour conserver une homogénéité, avec les notations utilisées pour les ciments courants, les tableaux indiquent des valeurs de résistance exprimées en MPa, alors que la norme les exprime en N/mm^2.

Type de chaux	Résistance en MPa		Valeurs limites de résistance	
	7 jours	**28 jours**	**7 jours**	**28 jours**
HL 2 ; NHL 2	$\geqslant$ 1,5	$\geqslant$ 2 à 5		1,5 $\leqslant$ R $\leqslant$ 8
HL 3,5 ; NHL 3,5	$\geqslant$ 2	$\geqslant$ 3,5 à 10	$\geqslant$ 1 MPa	2,7 $\leqslant$ R $\leqslant$ 14
HL 5 ; NHL 5		$\geqslant$ 5 à 15	$\geqslant$ 1,5 MPa	4,0 $\leqslant$ R $\leqslant$ 20
HL 5 et NHL 5 de masse volumique < 0,90 kg/dm^3		jusqu'à 20		

Les chaux peuvent être utilisées mélangées ou non à d'autres liants dont elles améliorent la maniabilité et la rétention d'eau.

5. CHAUX AÉRIENNES

Rappelons pour mémoire que les chaux aériennes, encore appelées chaux grasses en raison de leur propriété à réaliser des mortiers onctueux, sont obtenues par cuisson d'un calcaire pur à une température de 900 à 1 000 °C. Constituées principalement d'oxyde ou d'hydroxyde de calcium durcissant lentement dans l'air, elles ne peuvent faire prise et durcir qu'au contact de l'air, d'où l'impossibilité de les utiliser dans l'eau (ce ne sont pas des liants hydrauliques) ou en masse (du fait que l'intérieur de la pâte reste à l'abri de l'air), indépendamment de leurs très faibles caractéristiques mécaniques.

Les dénominations de ces produits sont :

- chaux CAEB dans le cas de la norme de 1981 ;
- chaux CL ou DL dans la nouvelle normalisation permettant de différencier la nature du calcaire, calcique ou dolomitique, utilisé dans la fabrication.

Les utilisations des chaux CAEB et des chaux CL ou DL sont identiques.

On les emploie en particulier, outre dans le bâtiment, pour la réalisation de badigeons, en agriculture et dans l'industrie.

Chapitre III

CARACTÉRISTIQUES ET DOMAINES D'EMPLOI DES DIFFÉRENTS CIMENTS

Les différents types de ciments commercialisés sont présentés dans la suite de ce chapitre avec indication d'une part de leurs caractéristiques principales, telles que spécifiées dans les normes correspondantes et d'autre part de leurs principaux domaines d'application en tenant compte des textes réglementaires ou de l'expérience.

À ce sujet, il y a lieu de rappeler que la réalisation d'un ouvrage, quelle que soit son importance, nécessite l'emploi de matériaux adaptés aux contraintes auxquelles il est soumis, à la nature de l'environnement dans lequel il est situé, sans oublier les conditions climatiques du chantier.

Ces impératifs conduisent donc à privilégier certains ciments et à en rejeter d'autres dont l'emploi pourrait entraîner des désordres à plus ou moins long terme. Le chapitre V, qui est un complément de ce chapitre, a d'ailleurs été rédigé dans l'optique d'aider les utilisateurs à choisir suivant le type d'ouvrage réalisé le ou les ciments les mieux adaptés, non plus en indiquant les types de travaux susceptibles d'être réalisés avec tel ou tel type de ciment, mais le type de ciment à utiliser pour tel type d'ouvrage.

Toutefois il est indispensable de rappeler que si le choix du ciment est capital dans la confection d'un béton, ce dernier étant le mélange de plusieurs constituants, aucun des autres paramètres ne doit être négligé.

À cet effet, les parties II, III et IV de ce guide précisent les caractéristiques et propriétés que doivent présenter les autres matériaux ainsi que les règles de calcul des compositions et les dispositions de mise en œuvre à respecter.

1. CIMENTS PORTLAND CPA-CEM I

1.1 CPA-CEM I 42,5 ET 42,5 R

Ces ciments doivent être conformes à la norme NF P 15-301. Ils sont constitués d'au moins 95 % de clinker, le reste étant des constituants secondaires.

La classe 42,5 signifie une résistance inférieure caractéristique de 42,5 MPa à 28 jours respectée à 95 %, la résistance moyenne mesurée étant voisine de 55 MPa.

Les résistances garanties en compression sur mortier normalisé sont :

Classe du ciment	Résistances minimales en MPa garanties à 2 jours	Résistances minimales en MPa garanties à 28 jours
42,5	10	40
42,5 R	18	40

Le début de prise doit être supérieur à 1 heure.
Le retrait à 28 jours doit être inférieur à 1 000 µm/m.

Leurs principales utilisations, bien que la liste suivante ne soit pas exhaustive, sont :

- réalisation de toutes structures en béton armé comme poteaux, poutres, voiles..., subissant des contraintes élevées ;
- préfabrication avec ou sans étuvage ;
- préfabrication d'éléments précontraints par pré-tension subissant un traitement thermique ;
- bétons à hautes performances ;
- dallages et chaussées en béton ;
- travaux de carrelage ou de revêtement de sol ;
- bétons prêts à l'emploi.

Il est contre-indiqué d'utiliser ces ciments pour les travaux de maçonnerie courants ainsi que pour la réalisation d'enduits.

Ces utilisations établies compte tenu des critères de résistances mécaniques présentés par ces ciments, sont complétées comme indiqué ci après, lorsqu'ils comportent des caractéristiques complémentaires permettant leur emploi dans des conditions particulières d'environnement ou pour des usages spécifiques. Ces caractéristiques correspondent aux classes suivantes :

La classe « R » rapide. Elle est à choisir lorsque des résistances initiales élevées sont nécessaires, ce qui est le cas des décoffrages rapides, des bétonnages par temps froid, des préfabrications... *A contrario* leur emploi est à éviter par temps chaud dans toute la mesure du possible, sauf à prendre des précautions particulières sans lesquelles des désordres tels que fissuration, forte réaction exothermique... sont à craindre.

La classe « PM », c'est-à-dire « prise mer ». Elle doit être obligatoirement choisie pour tous travaux à la mer ou en milieu marin, cas des travaux portuaires, digues, et toute structure en bord de mer susceptible de se trouver au contact d'embruns marins...

La classe « ES », c'est-à-dire « eaux à haute teneur en sulfate » (ou eaux séléniteuses). Elle doit être obligatoirement choisie pour tous travaux de bétonnage en présence d'eaux chargées de sulfates. C'est le cas des bétons en contact avec des sols gypseux, des bétons de fondation en présence d'eaux séléniteuses et d'une façon générale dans tous les cas où une agression par les sulfates est à craindre.

La classe « PM ES » qui réunit les propriétés des deux classes précédentes, trouve son emploi lorsque l'un ou/et l'autre des risques travaux à la mer et travaux en présence d'eaux à haute teneur en sulfates se présente sur le chantier.

Les classes « CP1 » et « CP2 » sont attribuées aux ciments pour lesquels sont limitées :

- d'une part la teneur en ions sulfure, respectivement à 0,5 % pour la classe CP1 et à 0,2 % pour la classe CP2 (pourcentage devant être porté à 0,7 pour le CP1 dans la future révision de la norme) ;
- d'autre part la chaleur d'hydratation initiale qui, à 12 heures, doit être inférieure à 230 J/g.

Les principales utilisations des ciments de ces classes CP1 et CP2 sont :

- construction d'éléments de structure en béton précontraint par post-tension non soumis à traitement thermique pour les ciments de la classe CP1 ;
- construction d'éléments de structure en béton précontraints par pré-tension non soumis à traitement thermique pour les ciments de la classe CP2 ;
- bétons de masse, tels que radiers, tables de groupe de centrales électriques, piles d'ouvrage d'art, parois d'enceintes nucléaires..., pour lesquels sont requises simultanément des caractéristiques mécaniques élevées et la nécessité de limiter les réactions exothermiques.

Certains ciments CPA-CEM I peuvent être à la fois PM – ES – CP1 ou CP2.

Comme pour tous les types de ciment en général, il est nécessaire de prendre les précautions d'usage contre la dessiccation pendant le durcissement notamment pour les travaux en plein air, en particulier par temps ensoleillé et/ou avec vent, ainsi que pour les ouvrages de faible épaisseur (voir le paragraphe 6 chapitre XII sur la cure des bétons).

1.2 CPA-CEM I 52,5 ET 52,5 R

Ces ciments doivent être conformes à la norme NF P 15-301. Ils sont constitués d'au moins 95 % de clinker, le reste étant des constituants secondaires.

La classe 52,5 signifie une résistance caractéristique inférieure de 52,5 MPa à 28 jours respectée à 95 %, la résistance moyenne mesurée étant voisine de 65 %.

Les résistances garanties en compression sur mortier normalisé sont :

Classe du ciment	Résistances minimales en MPa garanties à 2 jours	Résistances minimales en MPa garanties à 28 jours
52,5	18	50
52,5 R	28	50

Le début de prise doit être supérieur à 1 heure.

Les emplois de ces ciments, identiques à ceux des ciments de la classe 42,5, sont plus particulièrement réservés lorsque les contraintes appliquées sont très élevées ou encore lorsqu'en raison des conditions climatiques (hiver), il est nécessaire d'utiliser un ciment à forte réaction exothermique.

A contrario, leur emploi doit être évité pour la réalisation d'ouvrages massifs, de même que pour tous bétonnages d'éléments n'exigeant pas de très fortes résistances. De même en aucun cas on ne doit utiliser ce type de ciment pour la confection d'enduits ou pour des travaux de hourdage de maçonneries.

Ces ciments peuvent comporter comme ceux de la classe 42,5, des caractéristiques complémentaires permettant leur emploi dans des conditions particulières d'environnement ou encore pour des usages spécifiques. Les mêmes indications que celles données dans le paragraphe précédent sont valables pour les ciments CPA-CEM I 52,5 : classes R – PM – ES – CP1 et CP2.

De même que pour tous les ciments, des précautions doivent être prises contre la dessiccation notamment pour les travaux en plein air, en particulier en présence de soleil et/ou de vent ainsi que pour des ouvrages de faible épaisseur.

1.3 CPA-CEM I BLANCS

Selon les fabrications, il existe des ciments blancs des classes 42,5 et 52,5. Bien que leurs emplois soient les mêmes que ceux décrits précédemment pour les CPA-CEM I 42,5 ou 52,5, ils sont essentiellement réservés pour les cas suivants :

- confection de bétons architechtoniques, armés ou non armés ou encore précontraints, éventuellement soumis à traitement thermique ;
- confection d'éléments préfabriqués ou coulés sur place ;
- bétons colorés par ajout de pigments naturels ou synthétiques ;
- pavés, dalles préfabriquées, mobilier urbain... ;
- jointoiement de dalles de pierre ou de carrelages ;
- travaux de maçonnerie pour lesquels le ciment blanc peut être utilisé seul ou mélangé avec de la chaux.

L'emploi de ciment blanc exige le respect d'un certain nombre de précautions dont les principales sont rappelées ci-après :

- choix des granulats : La teinte du béton dépend de la couleur du ciment mais aussi de celle des granulats en particulier de celle des éléments fins. Dans le cas de bétons dont les parements sont laissés bruts de décoffrage, il est impératif d'utiliser des granulats réguliers ;
- formulation du béton : La composition doit comporter un surdosage en éléments fins d'où un dosage en ciment de 350 à 370 kg/m^3 ;
- malaxage : Les temps de malaxage des différentes gâchées doivent être constants et les plasticités identiques pour assurer l'homogénéité indispensable ;
- coffrage : L'emploi de coffrages propres et étanches, évitant toute perte de laitance doit être observé, de même le traitement des surfaces de coffrage doit être identique pour tous les coffrages, avec utilisation de produits ne risquant pas de tacher le béton ;
- décoffrage : La teinte des parements étant influencée par des temps d'attente différents, par l'ensoleillement, la température et l'hygrométrie ambiante, il est nécessaire de tenir compte de ces différents éléments pour éviter des variations importantes de teintes.

Les ciments Portland CPA-CEM I blancs existent dans les classes 42,5 et 52,5 avec éventuellement suivant les fabricants, les caractéristiques supplémentaires « R », « PM », « CP2 »

2. CIMENTS PORTLAND COMPOSES CPJ-CEM II

Les ciments composés CPJ-CEM II représentent les ciments les plus utilisés en France pour les cas courants de construction.

2.1 CPJ-CEM II/A ET CPJ-CEM II/B 32,5 ET 32,5 R

Ces ciments doivent être conformes à la norme NF P 15-301. Ils sont constitués de 80 à 94 % de clinker pour ceux des classes II/A et de 65 à 79 % pour ceux des classes II/B, le reste pouvant être un ou plusieurs des constituants suivants : cendres V ou W, laitier S, pouzzolanes Z, calcaire L ou schistes calcinés T dans les proportions de 6 à 20 % ou 21 à 35 %, ainsi qu'éventuellement des fillers dans la proportion maximale de 5 % (constituants secondaires).
La classe 32,5 signifie une résistance inférieure caractéristique de 32,5 MPa à 28 jours respectée à 95 %, la résistance moyenne mesurée étant voisine de 45 MPa.

Les résistances garanties en compression sur mortier normalisé sont :

Classe du ciment	Résistances minimales garanties en MPa		
	2 jours	7 jours	28 jours
32,5		17,5	30
32,5 R	12		30

Le début de prise doit être supérieur à 1 h 30.
Le retrait doit être inférieur à 800 µm/m pour les ciments CPJ-CEM II 32,5.
Le retrait doit être inférieur à 1 000 µm/m pour les ciments CPJ-CEM II 32,5 R.

Leurs principales utilisations sont :

- bétons courants, armés ou non armés, et tous travaux de génie civil n'exigeant pas des contraintes particulièrement élevées ;
- travaux de maçonnerie, réalisation de dallage, confection d'enduit (dans ce dernier cas, il peut être utilisé soit seul, soit mélangé avec de la chaux pour confectionner des mortiers bâtards) ;
- préfabrication avec ou sans traitement thermique ;
- travaux routiers notamment traitement de graves, réalisation de chaussées, de pistes... ;
- bétons prêts à l'emploi ;
- travaux de bétonnage en grande masse, barrages, piles...

Il est déconseillé de l'utiliser pour la réalisation d'ouvrages en milieux agressifs, ainsi que lorsque la température est inférieure à + 5 °C.

La classe « R » est choisie d'une façon générale toutes les fois que l'on désire obtenir une résistance suffisante rapidement, soit pour procéder à des décoffrages à un jeune âge, soit par temps froid pour éviter les effets du gel sur un béton insuffisamment résistant et donc incapable de résister, soit en préfabrication...

Pour travaux à la mer, utiliser obligatoirement des ciments de caractéristique « PM » et pour travaux en milieux agressifs (terrains gypseux, sulfates, eaux industrielles) des ciments de caractéristique « ES ».

Les ciments de la classe CP1 contenant moins de 0,5 % d'ions sulfures sont recommandés pour la réalisation des ouvrages en béton précontraint par post-tension, non soumis à traitement thermique, pourcentage devant être porté à 0,7 dans la future révision de la norme.

Les ciments de la classe CP2 contenant moins de 0,2 % d'ions sulfures sont recommandés pour la réalisation des ouvrages en béton précontraint par pré-tension non soumis à traitement thermique.

Pour les travaux en climat tropical et lorsque de tels ciments sont disponibles, il est recommandé d'utiliser des ciments CPJ-CEM II de classe UT.

Comme pour tous les types de ciment, il est nécessaire de prendre les précautions d'usage contre la dessiccation pendant le durcissement notamment pour les travaux en plein air ou pour des ouvrages de faible épaisseur.

2.2 CPJ-CEM II/A ET CPJ-CEM II/B, 42,5 ET 42,5 R

Ces ciments doivent être conformes à la norme NF P 15-301. Leur constitution est identique à celle des ciments CPJ-CEM II de la classe 32,5,
La classe 42,5 signifie une résistance inférieure caractéristique de 42,5 MPa à 28 jours respectée à 95 %, la résistance moyenne mesurée étant de 55 MPa.

Les résistances garanties en compression sur mortier normalisé sont :

Classe du ciment	Résistances minimales garanties en MPa	
	2 jours	28 jours
42,5	10	40
42,5 R	18	40

Le début de prise doit être supérieur à 1 h.
Le retrait à 28 jours doit être inférieur à 1 000 µm/m.

Les principales utilisations sont :

- bétons courants devant présenter des résistances finales élevées, notamment :
  - tous travaux de béton armé ou non armé ;
  - construction d'ouvrages d'art et de génie civil ;
  - travaux routiers, routes, autoroutes, pistes d'aéroport, bétons de voirie ;
  - préfabrication ;
  - précontrainte par pré-tension avec traitement thermique ;
- bétons prêts à l'emploi ;
- dallages.

Pour travaux à la mer, utiliser obligatoirement des ciments de caractéristique « PM » et pour travaux en milieux agressifs (terrains gypseux, sulfates, eaux industrielles) des ciments de caractéristique « ES ».

Les ciments de la classe CP1 contenant moins de 0,5 % d'ions sulfures sont recommandés pour la réalisation des ouvrages en béton précontraint par post-tension, non soumis à traitement thermique (pourcentage devant être porté à 0,7 % dans la future révision de la norme).

Les ciments de la classe CP2 contenant moins de 0,2 % d'ions sulfures sont recommandés pour la réalisation des ouvrages en béton précontraint par pré-tension non soumis à traitement thermique.

Prendre les précautions d'usage contre la dessiccation pendant le durcissement notamment pour les travaux en plein air ou pour des ouvrages de faible épaisseur.

2.3 CPJ-CEM II/A 42,5 SUPERBLANC

Ces ciments fabriqués par certains cimentiers ont les mêmes emplois que les ciments blancs CPA-CEM I.

2.4 CPJ-CEM II/A 52,5 ET 52,5 R

Ces ciments doivent être conformes à la norme NF P 15-301. Leur constitution est identique à celle des ciments CPJ-CEM II/A de la classe 32,5.

La classe 52,5 signifie une résistance inférieure caractéristique de 52,5 MPa à 28 jours respectée à 95 %, la résistance moyenne mesurée étant voisine de 65 MPa.

Les résistances garanties en compression sur mortier normalisé sont :

Classe du ciment	Résistances minimales garanties en MPa	
	2 jours	28 jours
52,5	18	50
52,5 R	28	50

Le début de prise doit être supérieur à 1 h.

Leurs principales utilisations, réservées pour des ouvrages soumis à de fortes contraintes, sont :

- bétons armés ou précontraints nécessitant des résistances élevées, notamment :
  - stuctures à contraintes élevées ;
  - construction d'ouvrages d'art et de génie civil ;
- fabrication d'éléments précontraints par fils adhérents soumis à un traitement thermique.

Ils ne doivent pas être utilisés pour la réalisation d'enduits compte tenu des risques importants de fissuration, cette remarque étant valable pour tous les ciments de la classe 52,5. De même leur emploi est contre-indiqué pour la réalisation d'ouvrages massifs ou par temps chaud.

Pour travaux à la mer, utiliser obligatoirement des ciments de caractéristique « PM » et pour les travaux en milieux agressifs (terrains gypseux, sulfates, eaux industrielles) des ciments de caractéristique « ES ».

Utiliser les ciments de la classe CP1 pour la réalisation des ouvrages en béton précontraint par post-tension, non soumis à traitement thermique, et les ciments de la classe CP2 pour la réalisation des ouvrages en béton précontraint par pré-tension, non soumis à traitement thermique.

Il est également indispensable de prendre les précautions contre la dessiccation pendant le durcissement notamment pour les travaux en plein air par temps ensoleillé ou avec vent ainsi que pour des ouvrages de faible épaisseur.

2.5 CPJ-CEM II/A 52,5 ET 52,5 R AUX FUMÉES DE SILICE D

Ces ciments qui doivent être conformes à la norme NF P 15-301, comprennent de 90 % à 94 % de clinker, le reste étant constitué par de la fumée de silice D.
La classe 52,5 signifie une résistance inférieure caractéristique de 52,5 MPa à 28 jours respectée à 95 %, la résistance moyenne mesurée étant voisine de 65 MPa.

Les résistances garanties en compression sur mortier normalisé sont :

Classe du ciment	Résistances minimales garanties en MPa	
	2 jours	28 jours
52,5	18	50
52,5 R	28	50

Ces ciments ont en fait des résistances réelles très élevées qui, notamment à 1 jour, sont souvent supérieures aux résistances minimales exigées par la norme à 2 jours.

Le début de prise doit être supérieur à 1 h.
Leur finesse de mouture est de l'ordre de 500 à 600 m^2/kg.

L'emploi de ces ciments permet d'obtenir des bétons à très forte compacité et à fortes résistances mécaniques, type hautes performances HP ou très hautes performances (se reporter ch. XIII § 1), auquel cas ils sont pratiquement toujours confectionnés avec ajout de superplastifiant réducteur d'eau.

Leurs principales utilisations sont :

- les bétons à très hautes résistances ;
- les bétons devant présenter une très bonne durabilité notamment vis à vis du gel ;
- les bétons devant présenter une grande imperméabilité tels ceux destinés à la construction de stations d'épuration, de réseaux d'assainissement ;
- la préfabrication de tuyaux ;
- la réalisation de béton projeté suivant le procédé par voie humide avec la classe « R » ;
- la confection de bétons à très faible teneur en eau, lorsque le rapport E/C doit être limité à 0,30, voire moins.

Ce ciment qui peut être utilisé pour la confection d'éléments préfabriqués étuvés, ne doit pas l'être pour les travaux courants de maçonnerie, compte tenu de ses caractéristiques mécaniques.

Il ne doit pas non plus être utilisé en présence de milieux agressifs tels par exemple des terrains gypseux.

Suivant les fabricants ces ciments peuvent présenter des caractéristiques complémentaires « R », « PM »., autorisant leur emploi dans les conditions où ces caractéristiques complémentaires sont nécessaires.

Il est également indispensable de prendre les précautions d'usage contre la dessiccation pendant le durcissement notamment pour les travaux en plein air ou pour des ouvrages de faible épaisseur.

3. CIMENTS DE HAUT-FOURNEAU CHF ET CLK CEM III

3.1 CHF-CEM III/A 32,5, 42,5 ET 52,5

Les ciments de la classe III/A doivent être conformes à la norme NF P 15-301. Ils sont constitués d'au moins 36 à 65 % de laitier (S), le reste étant composé de clinker ; ils peuvent en outre comporter jusqu'à 5 % de constituants secondaires.
La classe 32,5 signifie une résistance inférieure caractéristique de 32,5 MPa à 28 jours respectée à 95, la résistance réelle mesurée étant voisine de 45 MPa.
La classe 42,5, signifie une résistance inférieure caractéristique de 42,5 MPa à 28 jours, valeur respectée à 95 %, la résistance réelle mesurée étant voisine de 55 MPa.
La classe 52,5 présente une résistance inférieure caractéristique de 52,5 MPa à 28 jours respectée à 95 %, la résistance réelle mesurée étant voisine de 65 MPa.

Les résistances garanties en compression sur mortier normalisé sont :

Classe du ciment	Résistances minimales garanties en MPa		
	2 jours	7 jours	28 jours
32,5		17,5	30
42,5	10		40
52,5	18		50

Le début de prise doit être supérieur à 1 h 30 pour les CHF-CEM III 32,5 ;
Le début de prise doit être supérieur à 1 h pour les CHF-CEM III des classes 42,5 et 52,5.

Les résistances de ces types de ciments continuent de croître de façon significative au delà de 28 jours.

Ils présentent une chaleur d'hydratation faible mais sont sensibles au froid qui ralentit considérablement leurs réactions d'hydratation, d'où une nette diminution de leurs résistances initiales par temps froid. Des précautions particulières doivent donc être prises dès que la température ambiante descend au dessous de + 5 °C.

Ils peuvent contenir des chlorures, la teneur en est alors indiquée sur les sacs et dans la documentation du fournisseur. Il convient dans ce cas de vérifier si cette teneur est compatible avec une bonne tenue des armatures dans le temps.

Les productions actuelles de ces ciments bénéficient toutes des caractéristiques PM et ES, en sorte qu'ils conviennent pour la réalisation de travaux à la mer, en eaux à haute teneur en sulfates, en eaux pures ou en milieux agressifs des types A2, A3 et A4 avec, dans ce dernier cas, la nécessité d'une protection complémentaire (voir Ch. IV paragraphes 2.1.2 – 2.1.3 – 2.1.4 et 2.2).

Les principaux domaines d'utilisation de ces ciments pour lesquels on doit tenir compte des contraintes appliquées pour le choix entre les classes 32,5 – 42,5 et 52,5, sont :

- les bétonnages en milieu humide ;
- la construction d'ouvrages en présence d'eaux à haute teneur en sulfates à la condition que, d'une part le pourcentage de SO_4 soit au maximum de 1 500 mg/l et d'autre part la teneur en laitier dans le ciment soit au minimum de 60 % ;
- la construction d'ouvrages à la mer ;
- la construction d'ouvrages souterrains tels que tunnels, galeries... ;
- la construction d'ouvrages en milieu acide à la condition que la teneur en laitier soit au minimum de 60 % (voir ch. IV § 2.1) ;
- la construction d'ouvrages massifs, limitée à l'emploi de la classe 32,5 et éventuellement 42,5, la classe 52,5 ne devant pas être envisagée pour ce type d'ouvrages en raison de sa plus forte chaleur d'hydratation ;
- les travaux de fondations profondes tels que pieux forés, parois moulées, voiles ;

- les travaux de superstructure, notamment avec les classes 42,5 ou 52,5 cette dernière autorisant des contraintes élevées (à condition de bien protéger le béton après décoffrage afin d'éviter toute dessiccation) ;
- en traitement de sol ;
- en préfabrication (à noter que dans le cas de préfabrication d'éléments mis en œuvre par étuvage il est impératif que ce soit en atmosphère saturée).

Ces ciments ne doivent pas être utilisés pour la réalisation d'enduits en raison de leur sensibilité à la dessiccation. Comme mentionné pour les travaux de superstructures ces ciments présentant une faible rétention d'eau, il est impératif de protéger les bétons par une cure efficace dès la fin du coulage, cette disposition restant valable d'une façon générale pour tous les bétons.

Par temps froid, dès que la température descend en dessous de + 5 °C et en raison du durcissement lent de ces ciments, des dispositions spéciales doivent être prises faute de quoi le bétonnage doit être arrêté.

Les bétons confectionnés ne doivent pas être sous-dosés ce qui produirait un manque d'homogénéité et altérerait la durabilité.

3.2 CHF-CEM III/B 32,5

Les ciments de la classe III/B doivent être conformes à la norme NF P 15-301. Ils sont constitués d'au moins 66 à 80 % de laitier (S), le reste étant composé de clinker ; ils peuvent en outre comporter jusqu'à 5 % de constituants secondaires.
Ils présentent une résistance inférieure caractéristique de 32,5 MPa à 28 jours respectée à 95 %, la résistance réelle étant voisine de 45 MPa.

Les résistances garanties en compression sur mortier normalisé sont :

Classe du ciment	Résistances minimales garanties en MPa		
	2 jours	7 jours	28 jours
32,5		17,5	30

Le début de prise doit être supérieur à 1 h 30.

Les principaux emplois sont identiques à ceux des ciments CHF-CEM III/A 32,5, c'est à dire pour lesquels les contraintes appliquées restent en rapport avec la classe 32,5 mais qui nécessitent une meilleure tenue à certaines agressivités extérieures, leur plus forte teneur en laitier les privilégiant dans les cas suivants :

- construction d'ouvrages massifs compte tenu de leur faible chaleur d'hydratation (barrages, piles de pont, radiers, murs de soutènement) ;
- construction d'ouvrages en présence d'eaux à haute teneur en sulfates, dont le pourcentage de SO_4 peut être au maximum de 1 500 mg/l sans autres précautions particulières.

Les restrictions d'emploi et les précautions de mise en œuvre sont les mêmes que celles énumérées pour les ciments CHF-CEM III/A.

3.3 CLK-CEM III/C 32,5

Ces ciments doivent être conformes à la norme NF P 15-301. Ils sont constitués d'au moins 81 % de laitier, le reste étant du clinker; ils peuvent en outre comporter jusqu'à 5 % de constituants secondaires.
La classe 32,5 signifie une résistance inférieure caractéristique de 32,5 MPa à 28 jours respectée à 95 %, la résistance moyenne mesurée étant voisine de 45 MPa.

Les résistances garanties en compression sur mortier normalisé sont :

Classe du ciment	Résistances minimales garanties en MPa	
	7 jours	28 jours
32,5	17,5	30

Le début de prise doit être supérieur à 1 h 30.
La teneur en SO_3 doit être inférieure à 4,5 %.

Les résistances de ces ciments continuent de croître de façon significative au delà de 28 jours, leur chaleur d'hydratation est faible et ils sont particulièrement sensibles au froid qui ralentit considérablement leurs réactions d'hydratation, d'où une nette diminution de leurs résistances initiales par temps froid.

Ces ciments peuvent contenir des chlorures, la teneur en est alors indiquée sur les sacs et la documentation du fournisseur. Il convient de vérifier si cette teneur est compatible avec une bonne tenue des armatures dans le temps.

Leur pourcentage en laitier, compris entre 81 et 95 %, les rend particulièrement résistant aux milieux agressifs des types A2 et A3 et A4 avec, dans ce dernier cas, la nécessité d'une protection complémentaire (voir chapitre IV). Ces propriétés les font utiliser dans les cas suivants :

- travaux de béton armé en milieu humide;
- travaux souterrains en présence d'eaux à haute teneur en sulfates, fondations profondes, puits, pieux forés, parois moulées;
- construction de murs de soutènement;
- construction d'égouts;
- ouvrages en contact avec des eaux industrielles ou des eaux pures;
- ouvrages en contact avec de l'eau de mer ou en ambiance marine;
- ouvrages massifs, radiers, barrages;
- en travaux routiers pour le traitement des sols, traitement des graves, injection de sol.

L'emploi de CLK-CEM III/C est interdit en précontrainte ainsi qu'en injection de câbles dans le cas de précontrainte par post-tension.

De même il ne doit pas être utilisé pour la réalisation d'enduit, ainsi qu'en élévation pour la construction de parois de faible épaisseur.

Lorsque la température ambiante est inférieure à + 5 °C des dispositions spéciales doivent être prises pour poursuivre le bétonnage.

En raison de sa très grande sensibilité à la dessiccation, les bétons confectionnés avec ce ciment doivent impérativement être maintenus humides ou protégés à l'aide d'un produit de cure appliqué sitôt après mise en œuvre.

Ils bénéficient des caractéristiques « PM » et « ES ».

4. CIMENT AU LAITIER ET AUX CENDRES CLC-CEM V/A 32,5

Ces ciments doivent être conformes à la norme NF P 15-301. Ils sont constitués de clinker, dans des proportions comprises entre 40 et 64 %, de laitier entre 18 et 30 % ainsi que de pouzzolanes naturelles ou de cendres volantes siliceuses entre 18 et 30 % ; ils peuvent en outre comporter jusqu'à 5 % de constituants secondaires.
La classe 32,5 présente une résistance inférieure caractéristique de 32,5 MPa à 28 jours respectée à 95 %, la résistance moyenne mesurée étant voisine de 45 MPa.

Les résistances garanties en compression sur mortier normalisé sont :

Classe du ciment	Résistances minimales garanties en MPa	
	7 jours	28 jours
32,5	17,5	30

Le début de prise doit être supérieur à 1 h 30.

Ces ciments sont sensibles au froid qui ralentit considérablement leurs réactions d'hydratation, d'où une diminution de leurs résistances initiales par temps froid ; par ailleurs lorsque la température descend au dessous de + 5 °C, des précautions particulières doivent être envisagées.

Les principales caractéristiques de ces ciments sont :

- un retrait faible ;
- une finesse de mouture de l'ordre de 400 m^2/kg permettant l'obtention de bétons onctueux ;
- une faible chaleur d'hydratation, toutes les fabrications actuelles bénéficient de la classe CP1 ;
- une bonne tenue aux agressions chimiques ;
- un bon comportement aux risques d'alcali-réaction ;
- une progression importante des résistances au delà de 28 jours ;

d'où leur emploi dans les cas suivants :

- possibilité de construction d'éléments en béton précontraint par post-tension, en tenant – compte de leurs caractéristiques mécaniques (classe 32,5) ;
- bétonnage en grande masse, ouvrages massifs ;
- travaux de fondations ;
- bétons en contact avec des eaux pures du fait que ces ciments libèrent très peu de chaux ;
- bétons à la mer ;
- ouvrages en contact avec des eaux à haute teneur en sulfates ou des eaux industrielles ou des eaux pures et d'une façon générale en présence de milieux agressifs des types A2 et A3, sans précautions particulières et du type A4 moyennant une protection supplémentaire ;
- travaux d'injection de sol.

Les productions actuelles de ces ciments bénéficient toutes des caractéristiques PM et ES.

5. CIMENTS POUZZOLANIQUES CPZ-CEM IV

Ces ciments bien que normalisés ne sont pas, pour l'instant, fabriqués en France. Ils ne sont mentionnés que pour mémoire.

5.1 CPZ-CEM IV/A ET CPZ-CEM IV/B 42,5

Ces ciments sont constitués de clinker dans les proportions de 65 à 90 % pour la catégorie A ou de 45 à 64 % pour la catégorie B et d'un constituant à propriété pouzzolanique pour le complément.

5.2 CPZ-CEM IV/A ET CPZ-CEM IV/B 22,5 UT

Ces ciments sont destinés à être utilisés en zone tropicale pour des ouvrages ne nécessitant pas de caractéristiques mécaniques élevées.

6. CIMENT ALUMINEUX FONDU CA

Ce ciment doit être conforme à la norme NF P 15-315. Il résulte de la mouture après cuisson jusqu'à fusion d'un mélange composé principalement d'alumine, de chaux, d'oxyde de fer et de silice.

Les résistances garanties en compression et en flexion sur mortier normalisé sont :

Age	6 heures	24 heures	28 jours
Résistance en compression en MPa	30	50	60
Résistance en flexion en MPa	4,0	5,5	6,5

Le début de prise doit être supérieur à 1 h 30.

Les propriétés particulières de ce ciment, décrites chapitre II § 1, le font choisir pour les usages suivants :

- réalisation d'ouvrages ou réparations nécessitant des résistances élevées dans des délais très courts ou une mise en service quelques heures seulement après bétonnage ;
- construction d'ouvrages soumis à des températures élevées ;
- construction d'ouvrages en contact avec certains milieux agressifs tels que :
  - eaux à haute teneur en sulfate ;
  - eau de mer ;
  - eaux pures ;
  - eaux acides de pH $\geqslant 4$;
  - solutions sucrées ;
  - huiles ou graisses minérales, animales ou végétales ;
  - d'une façon générale tous milieux fortement agressifs des types A3 et A4 avec, dans ce dernier cas, prévision d'une protection complémentaire ;

  certaines de ces agressions se rencontrent dans les sols d'usines, de brasseries, de conserveries, de sucreries...
- construction par temps froid en raison de la très forte réaction exothermique développée lors de la prise ;
- réalisation de parties d'ouvrages ou de dallages soumis à l'abrasion.

La mise en œuvre des bétons à base de ciment alumineux exige le respect impératif d'un certain nombre de règles que nous rappelons ci-après et dont l'observation est seule garante d'une parfaite qualité et d'une excellente pérennité (la norme P 15-316 sur l'emploi du ciment alumineux fondu en éléments de structure, rappelle dans les grandes lignes les précautions énumérées ci-après).

- limiter **impérativement** le rapport E/C à 0,40 au maximum ;
- éviter **impérativement** l'emploi de granulats contenant des alcalins libérables, cas des granulats de laitier, de certains granits, des roches comportant des éléments schisteux, micacés... ;
- éviter l'emploi de sables comportant des éléments très fins, inférieurs à 0,2 mm, en raison de l'éventuelle possibilité de présence d'alcalins dans ces fines ;
- utiliser un dosage minimal en ciment de 400 kg/m^3, les dosages courants étant en général de l'ordre de 430 à 450 kg/m^3 ;

- éviter la dessiccation superficielle, dès le début de prise et ceci pendant une durée d'au moins 24 heures et mieux 48 heures, soit par arrosage, soit par pulvérisation d'eau ou encore application d'un produit de cure.

La prise du ciment alumineux donnant lieu à une forte réaction exothermique, son emploi par temps chaud impose le respect de précautions particulières très strictes, des conseils pouvant être obtenus auprès du fabricant.

Il est possible de mettre en œuvre les bétons à base de ciment Alumineux Fondu par projection comme les bétons confectionnés avec les autres ciments et de les adjuvanter, notamment avec des retardateurs ou des accélérateurs. Dans ces cas, les profils des courbes d'évolution des résistances et de durcissement ne sont pas modifiés, seules leurs origines sont décalées en fonction de l'effet qui a été recherché.

Par contre les adjuvants des types superplastifiant et réducteur d'eau ont une action limitée si ce n'est éventuellement de provoquer des retards de prise. Il est dans tous les cas recommandé de procéder à des essais, les effets obtenus avec certains adjuvants pouvant être différents de ceux attendus habituellement avec des ciments à base de Portland.

***Remarque** : la nécessité de respecter impérativement le dosage en eau limité à 40 % au maximum du poids du ciment, est illustré par la courbe de la figure III-1, montrant l'influence du E/C sur les résistances à la compression dans le temps, ces dernières à des âges différents étant sensiblement diminuées de moitié pour des bétons dont le E/C est de 0,50 comparativement à des bétons dont le E/C est de 0,33.*

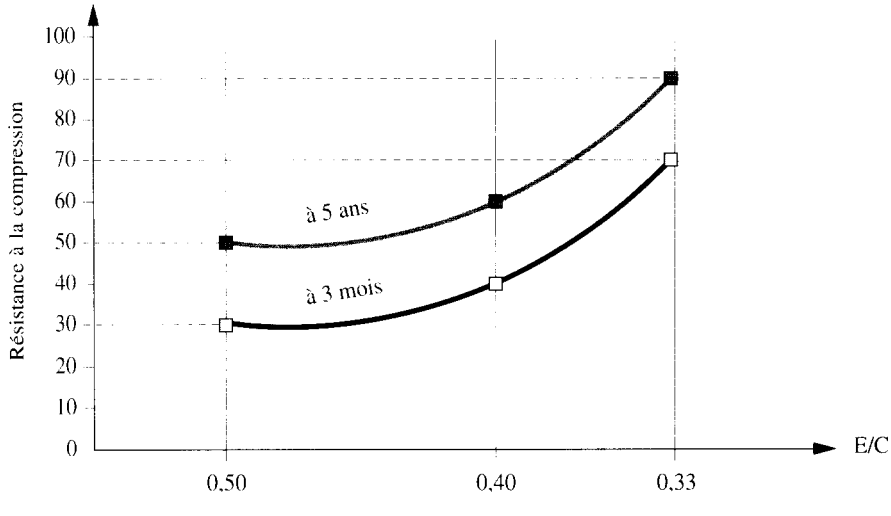


Fig. III-1 Influence du E/C sur la résistance à la compression

Le ciment alumineux fondu mélangé à d'autres liants tels que les ciments courants permet d'obtenir un ciment à prise extrêmement rapide (se reporter chapitre V paragraphes 1.1 et 6).

7. CIMENT PROMPT NATUREL CNP

Ce ciment doit être conforme à la norme NF P 15-314. Il résulte de la cuisson d'un calcaire argileux de composition régulière broyé très fin.

Les résistances garanties en compression sur mortier normalisé sont :

Age	15 min.	1 heure	3 h.	6 h.	24 h.	7 jours	28 jours
Résistance en MPa	4	6	8	9	10	14	19

Les résistances évoluent progressivement dans le temps pour atteindre des valeurs de l'ordre de : 20 MPa à 28 jours
38 MPa 6 mois
42 MPa 1 an.

Le temps de prise est de l'ordre de 2 minutes.

Le ciment prompt s'utilise essentiellement sous forme de mortier dont on décale le début de prise à volonté par ajout d'un adjuvant.

Il peut également s'utiliser sous forme de béton, retardé ou non, et exceptionnellement sous forme de pâte pure.

Les principales utilisations sont, pour chacun de ces cas, les suivantes :

- mortier : (utilisé sous forme de mortier, la proportion de ciment par rapport au sable est dans le rapport de 1/1 ou 1/2)
  - réalisation de scellements, de réparations ou de réfection d'arêtes ;
  - jointoiement de tuyaux ;
  - étanchéité des parois poreuses (bassins, caves...) ;
  - en maçonnerie, montage de cloisons minces et obturation de fissure ;
  - revêtements d'égouts compte tenu de leur bonne tenue en présence d'eaux acides d'un pH supérieur à 4.
- béton : (il est généralement nécessaire de retarder la prise du ciment, de même pour assurer la mise en œuvre, les dosages utilisés peuvent atteindre 600 à 650 kg/m^3)
  - construction d'ouvrages en contact avec des eaux très pures, acides ou sulfatées ;
  - en milieu marin, notamment dans le cas de constructions ou de réparations de structures entre 2 marées, compte tenu du bon comportement du ciment prompt en présence d'eau de mer. Ces bétons doivent être fortement dosés comme indiqué plus haut et être très compacts ;
  - pour la réalisation de moulages rapides et de mobilier urbain ;
  - dans certains bétons projetés pratiquement exclusivement suivant la technique de la voie sèche.

- pâte pure : – aveuglement de voie d'eau ou de renard ;
  – obturation des fissures.

Il est contre-indiqué d'utiliser ce ciment lorsque les contraintes sont élevées, par contre les résistances atteintes à très court terme (# 4 MPa) autorisent le décoffrage ou la mise en service rapide de certains ouvrages.

Ce ciment faisant prise très rapidement, en quelques minutes, ne doit jamais être remalaxé ou rebattu une fois la prise commencée ; pour les mêmes raisons il ne doit pas être lissé, cette opération risquant de casser la prise.

Compte tenu de ces propriétés, il est parfois nécessaire de ralentir la vitesse de prise, ce qui est possible soit par ajout de produits spécifiques fournis par le fabricant, soit par ajout d'acide citrique dans l'eau de gâchage. À titre indicatif l'ajout de 0,3 kg d'acide citrique par 100 kg de ciment prompt fait passer le temps de prise d'environ 1,5 minute à 5 minutes, et l'ajout de 0,6 kg augmente le temps de prise à environ 15 minutes, valeurs données pour une température de 20 °C. Comme pour tous les ciments, l'élévation de la température accélère le phénomène de prise et le froid le ralentit.

Le ciment CNP peut être mélangé sans inconvénient à d'autres liants comme les ciments courants et les chaux.

8. CIMENTS À MAÇONNER MC

Ces ciments dont les caractéristiques sont spécifiées dans les normes NF P 15-307 et FD ENV 413-1, ont pour constituants principaux, autres que le clinker, des fillers, des cendres, du laitier ou des schistes calcinés.

Ils développent leur résistance mécanique en fonction du pourcentage de clinker que comportent les différentes classes, les dénominations MC 5 – MC 12,5 – MC 12,5 X - MC 22,5 X signifiant qu'elles présentent respectivement des résistances inférieures caractéristiques, à 28 jours, de 5 – 12,5 et 22,5 MPa, respectées à 95 %.

Leurs principales caractéristiques, physiques et mécaniques, sont indiquées chapitre II § 3.

Du fait de l'incorporation d'un agent entraîneur d'air dans les ciments des classes MC 5 et MC 12,5 en vue de l'amélioration de l'ouvrabilité et de la durabilité des mortiers, leur teneur en air doit être comprise entre 8 et 20 % en volume. Aucune incorporation d'agent entraîneur d'air n'étant autorisée pour les classes supérieures, le pourcentage d'air entraîné doit être inférieur à 6 % pour les ciments MC 12,5 X et MC 22,5 X.

Les principaux domaines d'emploi sont :

- le montage des maçonneries ;
- le briquetage ;

- les crépis et enduits ;
- tous les travaux courants du bâtiment, à l'exclusion de la confection de béton armé en raison de leurs faibles performances.

Les bétons ou mortiers confectionnés avec ces ciments doivent de préférence avoir un dosage élevé permettant de ce fait d'obtenir un matériau relativement étanche donc imperméable. Par contre il est contre-indiqué de les utiliser lorsque les contraintes sont élevées ainsi qu'en présence de certains milieux agressifs.

Certains ciments à maçonner CM contenant un agent entraîneur d'air, cette caractéristique confère aux mortiers confectionnés avec de tels ciments et avec un dosage suffisant, une tenue améliorée au gel.

Les chaux hydrauliques artificielles XHA dont la fabrication est pratiquement suspendue comme indiqué au chapitre II § 3 ont les mêmes utilisations que les ciments à maçonner, leurs caractéristiques particulières étant précisées au chapitre II § 3.2.

9. CHAUX DE CONSTRUCTION

Les chaux de construction regroupent sous cette appellation les différents types de chaux énumérés au chapitre II et notamment les chaux hydrauliques HL et les chaux hydrauliques naturelles NHL.

Les qualités recherchées dans l'utilisation des chaux de construction sont :

- une bonne adhérence au support ;
- un grand pouvoir de rétention d'eau ;
- une bonne plasticité ;

en contre partie de leurs faibles résistances, fonction de leur classe.

De ces propriétés découlent leurs principales utilisations :

- la confection des mortiers de pose et de jointoiement dans le montage des maçonneries ;
- la réalisation des enduits intérieurs ou extérieurs en travaux neufs ou en restauration notamment avec les chaux NHL ;
- les travaux de maçonnerie ne nécessitant pas de résistances mécaniques élevées en particulier à l'occasion des travaux de restauration de bâtiments anciens ou historiques ;
- le rejointoiement de maçonneries dégradées ;
- la confection de bétons de propreté ou de remplissage ;
- la confection de badigeons avec éventuellement ajout de pigments ;
- les travaux de scellement de tuiles de faîtage, en couverture, ainsi que des raccords pour solins de cheminée ;
- la confection de chape avant pose des carrelages ;
- la stabilisation des sols.

Ces liants ne doivent pas être utilisés pour les travaux de béton armé de même que par temps froid lorsque la température descend en dessous de + 5 °C, le froid retardant la prise.

Quelques précautions, dont certaines sont valables avec tous les liants hydrauliques, sont à prendre, telles que :

- protéger les surfaces coulées par temps chaud ou venteux contre toute dessiccation prématurée ;
- en mortier, cas d'utilisation le plus fréquent, dosage à raison de 400 à 500 kg de chaux par m^3 de sable 0/3 mm très propre et régulier, d'une granulométrie comprise entre 0 et 3 mm ;
- éviter tout excès d'eau risquant de provoquer une fissuration et des résistances amoindries ;
- en mélange avec du ciment Portland, possibilité de réaliser des mortiers bâtards présentant l'intérêt d'avoir une bonne plasticité et une faible fissurabilité.

Chapitre IV

CHOIX DES CIMENTS EN FONCTION DES CONDITIONS AMBIANTES ET DE L'ENVIRONNEMENT

Si les principaux domaines d'emploi des différents types de ciments indiqués dans le chapitre précédent permettent de savoir, en présence d'un ciment donné, s'il peut convenir pour les travaux envisagés, ces indications ne sont pas suffisantes car l'optimisation du choix d'un ciment lors de la construction d'un ouvrage dépend de nombreux paramètres, notamment :

- l'importance des contraintes auxquelles l'ouvrage est soumis. En effet la classe du ciment et parfois sa nature ne doivent pas être les mêmes pour la réalisation d'un béton de poutre précontrainte par exemple ou pour celle d'un béton de remplissage ;
- l'aspect final souhaité, la teinte pouvant constituer un critère important compte tenu du contexte dans lequel est édifié l'ouvrage.

Mais en plus de ces paramètres, toujours présents à l'esprit de celui qui édifie une construction, doivent s'en ajouter d'autres auxquels les textes réglementaires actuels attachent de plus en plus d'importance :

- les conditions climatiques pendant la mise en œuvre, les qualités finales du béton en étant directement dépendantes et pouvant être très altérées si l'on ne prend pas de précautions particulières ;
- l'environnement dans lequel l'ouvrage est situé, la connaissance de cette donnée du problème étant indispensable pour assurer sa durabilité.

Ce chapitre a donc pour objet de préciser les classes et types de ciments susceptibles d'être utilisés pour la confection de bétons capables d'assurer la pérennité des ouvrages, d'une part lorsque les conditions climatiques ne permettent plus le fonctionnement normal du chantier et nécessitent l'emploi de ciments répondant à certaines conditions et, d'autre part, en fonction des différentes classes d'environnement définies par les normes.

1. CHOIX DU CIMENT EN FONCTION DES CONDITIONS CLIMATIQUES

Les deux cas extrêmes qui se présentent sur chantier sont : le bétonnage par temps froid et le bétonnage par temps chaud.

1.1 Cas du bétonnage par temps froid

Le froid ralentit les réactions d'hydratation du ciment, d'où une augmentation du temps de prise et de durcissement, le phénomène de prise allant jusqu'à s'arrêter complètement lorsque la température du béton descend en dessous de 0 °C. Il convient alors de prendre des dispositions pour maintenir une cinétique d'hydratation suffisante pour mettre le béton hors gel, ce qui nécessite qu'il présente une résistance mécanique d'au moins 5 MPa lorsque le gel survient.

D'ailleurs certains cahiers des charges, par exemple l'additif au fascicule 65-A du Ministère de l'Equipement, du Logement et des Transports, spécifient que la mise en place de béton n'est autorisée que sous réserve d'emploi de moyens efficaces pour prévenir les effets dommageables du froid, lorsque la température est comprise entre - 5 °C et + 5 °C.

On peut alors envisager, soit de choisir un ciment à forte chaleur d'hydratation, soit d'accélérer les réactions à l'aide d'un adjuvant accélérateur de prise, soit de mettre en œuvre un béton chaud.

Sans emploi d'adjuvant, les ciments à privilégier sont ceux dont la réaction exothermique est la plus forte, soit :

- CPA-CEM I 42,5 R, CPA-CEM I 52,5 et 52,5 R ;
- CPJ-CEM II/A 52,5 et 52,5 R ;
- ciment alumineux fondu CA ;
- ciment prompt naturel CNP.

Les ciments CHF-CEM III/B, CLK-CEM III/C, CLC-CEM V/A ainsi que les ciments de la classe 32,5 nécessitent des dispositifs de chauffage.

La réalisation des enduits à l'aide de chaux CAEB, XHN ainsi que de ciments à maçonner CM ou XHA est à éviter par temps froid.

Indépendamment du choix du ciment, des dispositions particulières doivent être envisagées lors de la mise en œuvre du béton comme indiqué dans la Cinquième partie de cet ouvrage, chapitre XII paragraphe 8.

À titre indicatif, le tableau ci-après permet une comparaison des chaleurs d'hydratation de 4 types de ciments différents, les valeurs indiquées devant être considérées uniquement comme ordre de grandeur :

Chaleur d'hydratation en k J/kg à 20 °C	à 12 heures	à 2 jours	à 7 jours
Alumineux fondu CA	470	480	500
CPA-CEM I 52,5 R	180 à 300	300 à 370	410
CPA-CEM I 52,5	150 à 220	280 à 320	380
CPA-CEM I 42,5 et CPJ-CEM II 42,5	130 à 180	210 à 270	330
CPJ-CEM II 32,5 et CLK-CEM III/C	60 à 100		250

1.2 Cas du bétonnage par temps chaud

La chaleur accélérant les réactions d'hydratation du ciment, les temps de prise et de durcissement sont diminués. Si pour une température de 20 °C on a un temps de prise de 3 heures, à 35 °C ce temps sera d'environ moitié. Il est alors nécessaire de prendre des dispositions pour éviter une élévation trop rapide de la température du béton, soit par le choix d'un ciment ayant une faible réaction exothermique, soit en incorporant un adjuvant retardateur de prise.

D'une façon générale les ciments à privilégier, en particulier lorsqu'il n'est pas envisagé l'emploi d'adjuvant, sont ceux qui présentent une faible chaleur d'hydratation, soit :

- CPA-CEM I 42,5 CP1 ou CP2 ;
- CPJ-CEM II/A ou B 32,5 et 42,5 ;
- CHF-CEM III/A ou B 32,5 ou 42,5 en tenant compte des risques de dessiccation liés à leur emploi.

Compte tenu de leur plus forte chaleur d'hydratation, les ciments des classes élevées sont à utiliser avec un retardateur de prise. Les classes R doivent être évitées.

L'emploi de ciment alumineux fondu CA qui peut s'avérer indispensable dans certains cas compte tenu de ses propriétés, requiert des précautions particulières avec, dans ce cas, assistance technique du fabricant.

Le ciment prompt naturel CNP peut éventuellement être utilisé avec un retardateur préconisé par le fabricant.

En climat tropical, il est avantageux d'utiliser, lorsque de tels ciments sont disponibles, ceux à usage tropical tels :

- CPJ-CEM II/A et B 32,5 UT ;
- CPZ-CEM IV/B 22,5 UT.

La norme P 18-504 relative à la mise en œuvre des bétons de structure, indique les précautions de mise en œuvre qui doivent être appliquées dès que la température ambiante atteint 25 °C, l'ensemble des dispositions à prendre étant précisé dans la Cinquième partie de cet ouvrage, chapitre XII paragraphe 9.

2. CHOIX DU CIMENT EN FONCTION DE L'AGRESSIVITÉ DE L'ENVIRONNEMENT

L'environnement dans lequel se situe un ouvrage peut être neutre, donc sans action spécifique ni par conséquent de risque sur la durabilité du béton, ou au contraire présenter différents types d'agression nécessitant des précautions quant au choix des matériaux, donc du ciment, et des protections complémentaires éventuelles.

Cet environnement agressif peut être :

- gazeux, auquel cas l'agressivité dépend de l'humidité relative ambiante, de la pression, de la température, du renouvellement des gaz... ;
- liquide, auquel cas la concentration de l'agent agressif, sa viscosité, la présence de bactéries ou d'algues doit être prise en considération ;
- solide, cas des produits stockés qui agissent par dissolution ou par extraction.

Suivant leur degré d'agressivité tant physique que chimique, les environnements sont classés en différentes catégories, permettant ainsi de prendre les dispositions nécessaires pour assurer la pérennité des bétons constitutifs des ouvrages.

Deux documents définissent les différentes classes d'agressivité à considérer en en précisant les caractéristiques :

- le fascicule de documentation P 18-011 qui, outre la définition des classes d'agressivité des milieux environnant le béton, indique les mesures préventives recommandées ;
- la norme P 18-305, relative au béton prêt à l'emploi, qui introduit la notion d'environnement dans la commande d'une charge afin que le fournisseur en tienne compte dans la composition de son béton en vue d'assurer la durabilité de l'ouvrage.

Enfin, indiqué au paragraphe 2.3, une classification plus complète, en cours de discussion pour le projet de révision de la norme européenne EN 206 (P 18-325).

2.1 CLASSIFICATION DES ENVIRONNEMENTS SELON LE FASCICULE DE DOCUMENTATION P 18-011

Quatre classes d'environnement sont définies, allant de « faiblement agressif » à « très fortement agressif ». Les critères de classification et les types de ciment à choisir dans chacun des cas sont précisés ci-après :

2.1.1 *Classe d'agressivité « A1 »*

Cette classe correspond à un milieu faiblement agressif pour lequel la concentration des agents agressifs est comprise entre :

- 15 à 30 mg/l pour le CO_2 agressif ;
- 250 à 600 mg/l pour le SO_4^{--} ;
- 10 à 30 mg/l pour le NH_4^+ ;
- 0,24 et 0,6 % de SO_4^{--} dans des sols secs ;

- 1 200 et 2 300 mg/l de SO_4^{--} extrait du sol par l'eau, dans un rapport eau/sol de 2/1 ;
- pH compris entre 6,5 et 5,5 ;
- et moins de 5 degrés français de titre alcalimétrique complet (TAC) pour les eaux pures. *(5 degrés français correspondent à 1 még/l ; les eaux pures, qui dissolvent les constituants calciques du béton, sont faiblement agressives lorsque leur TAC est inférieur à 1 még/l. Par ailleurs rappelons qu'une solution acide est caractérisée par un pH < 7, cette valeur ne constituant pas un critère suffisant pour déterminer l'agressivité de l'acide carbonique contenu dans certaines eaux, raison pour laquelle il est nécessaire de mesurer en plus la concentration en CO_2 agressif.)*

Pour les ouvrages situés dans un environnement classé A1, aucune mesure particulière n'est à envisager si ce n'est celle consistant à réaliser des bétons compacts de bonne qualité en respectant les règles de l'art. Toutefois en présence d'un milieu acide et d'utilisation de CPA-CEM I, il est nécessaire de rechercher un ciment présentant une teneur réduite en C_3A et C_3S.

Lorsque les concentrations des différents agents agressifs énumérés ci-dessus sont inférieures aux valeurs indiquées, l'environnement est considéré comme « non agressif » et classé « A0 ».

2.1.2 *Classe d'agressivité « A2 »*

Elle correspond à un milieu moyennement agressif pour lequel les concentrations en agents agressifs sont comprises entre :

- 30 à 60 mg/l pour le CO_2 agressif ;
- 600 à 1 500 mg/l pour le SO_4^{--} ;
- 300 à 1 500 mg/l pour le Mg^{++} ;
- 30 à 60 mg/l pour le NH_4^+ :
- 0,6 et 1,2 % de SO_4^{--} dans les sols secs ;
- 2 300 et 3 700 mg/l de SO_4^{--} extrait du sol ;
- pH compris entre 5,5 et 4,5.

Lorsqu'un béton doit être confectionné dans un environnement comportant l'un des agents agressifs mentionnés dans les proportions précédentes, il est nécessaire de rechercher le niveau de protection 2 consistant à :

- utiliser un dosage en ciment au moins égal à 550 $\sqrt{D}$, D étant la dimension maximale des granulats en mm ;
- limiter le rapport E/C au maximum à 0,55 ;
- prévoir un enrobage des armatures d'au moins 30 mm ;
- choisir un ciment adapté au type d'agression comme précisé ci-après :

• Eau de mer dans le cas d'un ouvrage totalement immergé (les zones de marnage relevant d'une agressivité classée en « A3 ») les ciments à utiliser sont :

  - CPA-CEM I « PM », les caractéristiques principales spécifiées par la norme étant :

MgO	≤ 3	%	
SO_3	≤ 3	%	si $(C_3A) \leq 8$ %
ou	≤ 2,5	%	si 8 % < $(C_3A) \leq 10$ %
et simultanément (C_3A)	≤ 10	%	
et $(C_3A) + 0{,}27\ (C_3S)$	≤ 23,5	%	

- CPJ-CEM IIA « PM », dont les constituants autres que le clinker (K) sont (S) ou (V) ou (S + V) dans la limite de 20 %, dont au maximum 3 % de constituants secondaires, ou encore (D) dans la limite de 10 %, dont 3 % de constituants secondaires, les caractéristiques spécifiées étant :

SO_3	≤ 3	%	
MgO	≤ 4	%	
(C_3A) rapporté au ciment	≤ 10	%	pour les CPJ-CEM II/A contenant moins de 13 % de constituants autres que le clinker ;

- CPJ-CEM II/A « PM » avec pouzzolane (Z) comme constituant autre que le clinker, dont les caractéristiques spécifiées sont :

SO_3	≤ 3	%	
MgO	≤ 4	%	
(C_3A)	≤ 10	%	(valeur rapportée au clinker)
$(C_3A) + 0{,}27\ (C_3S)$	≤ 26	%	si (Z) ≥ 10 % (teneurs rapportées au clinker)
$(C_3A) + 0{,}27\ (C_3S)$	≤ 23,5	%	si (Z) < 10 % (teneurs rapportées au ciment)

- CPJ-CEM II/A « PM » avec calcaire (L) comme constituant autre que le clinker, dont les caractéristiques spécifiées sont :

SO_3	≤ 3	%	si (C_3A) du clinker ≤ 8 %
ou	≤ 2,5	%	si 8 % < (C_3A) du clinker ≤ 10 %
MgO	≤ 3	%	(valeur rapportée au clinker)
(C_3A)	≤ 10	%	(valeur rapportée au clinker)
$(C_3A) + 0{,}27\ (C_3S)$	≤ 23,5	%	(les valeurs de (C_3A) et (C_3S) étant rapportées au ciment)

- CHF-CEM III/A dont la proportion de laitier (S) est au minimum de 60 % ;
- CHF-CEM III/B ;
- CLK-CEM III/C ;
- ciment alumineux fondu CA ;
- CNP.

- Eaux à haute teneur en sulfates ou sols ou encore solutions contenant des sulfates SO_4^{--}.

  Les ciments à utiliser peuvent être :

  - CPA-CEM I « ES », les caractéristiques principales spécifiées par la norme étant :

perte au feu	≤ 3	%	
résidu insoluble	≤ 0,75	%	
MgO	≤ 4	%	
SO_3	≤ 3,5	%	si $(C_3A) \leq 3$ %
ou	≤ 2,5	%	si 3 % < $(C_3A) \leq 5$ %
(C_3A)	≤ 5	%	
$(C_4AF) + 2\,(C_3A)$	≤ 20	%	

- CPJ-CEM II/A « ES » dont les constituants autres que le clinker (K) sont (S) ou (V) ou (S + V) ou (Z) dans la limite de 20 %, dont au maximum 3 % de constituants secondaires ;
- les CPJ-CEM II/B « ES », qui ne peuvent comporter en dehors du clinker que du laitier (S) comme constituant dans la limite de 35 % dont 3 % au maximum de constituants secondaires et dont les caractéristiques spécifiées sont :

perte au feu	≤ 3	%	
résidu insoluble	≤ 0,75	%	rapporté au clinker
MgO	≤ 4	%	rapporté au clinker
SO_3	≤ 2,5	%	
et simultanément (C_3A) du clinker	≤ 5	%	
et $(C_4AF) + 2\,(C_3A)$	≤ 20	%	

- CHF-CEM III/A (si la teneur en laitier ≥ 60 %) ;
- CHF-CEM III/B ;
- CLK-CEM III/C ;
- CLC-CEM V (si la teneur en (CaO) est 50 %;
- ciment alumineux fondu CA ;
- CNP.

- Milieux acides
  Les différents ciments à utiliser compte tenu des concentrations indiquées sont :
  - CPA-CEM I à teneur réduite en C_3A et C_3S ;
  - CPJ-CEM II/A ou B (à pourcentage réduit, inférieur à 5 %, du C_3A du clinker) ;
  - CHF-CEM III/A (si la teneur en laitier ≥ 60 %) ou B ;
  - CLK-CEM III/C ;
  - CLC-CEM V ;
  - Ciment alumineux fondu CA ;
  - CNP.

2.1.3 *Classe d'agressivité « A3 »*

Correspondant à un milieu fortement agressif, les concentrations en agents agressifs dans cette classe sont comprises entre :

- 60 à 100 mg/l de CO_2 agressif ;
- 1 500 à 6 000 mg/l de SO_4^{--} ;

- 1 500 à 3 000 mg/l de Mg^{++} ;
- 60 à 100 mg/l de NH_4^+ ;
- pH compris entre 4,5 et 4 ;
- 1,2 et 2,4 % de SO_4^{--} dans le sol sec ;
- 3 700 à 6 700 mg/l de SO_4^{--} extrait du sol, dans le rapport eau/sol = 2/1.

Ces concentrations exigent le niveau de protection 2 avec, en plus, les dispositions suivantes :

- utiliser un dosage en ciment au moins égal à 700 $\sqrt{D}$, D étant la dimension maximale des granulats en mm ;
- limiter le rapport E/C à 0,50 maximum ;
- prévoir un enrobage des armatures d'au moins 40 mm ;
- choisir un ciment en fonction du type d'agressivité tel que précisé ci-après :

- en présence d'eau de mer, l'ouvrage étant situé dans une zone de marnage ou dans une zone aspergée par l'eau de mer, les mêmes ciments que ceux indiqués précédemment peuvent être employés en notant que ce sont essentiellement les ions Mg^{++} combinés à l'action des ions sulfates contenus dans l'eau de mer qui provoquent la dégradation du béton ; d'une façon générale les dégradations du béton armé, par l'eau de mer, sont plus sévères dans les climats chauds ;
- en présence de sulfates (sols ou solutions) :
  - CPA-CEM I « ES » à pourcentage réduit, inférieur à 5 %, de C_3A ;
  - CPJ-CEM II « ES » à pourcentage réduit, inférieur à 5 %, de C_3A du clinker ;
  - CHF-CEM III/A (si la teneur en clinker est $\geqslant$ 60 %, ou B ;
  - CLK-CEM III/C ;
  - CLC-CEM V ;
  - ciment alumineux fondu CA ;
  - ciment prompt naturel CNP ;
- en milieu acide :
  - CHF-CEM III/B ;
  - CLK-CEM III/C ;
  - CLC-CEM V ;
  - ciment alumineux fondu CA.

2.1.4 Classe d'agressivité « A4 »

Cette classe correspond à un milieu très fortement agressif nécessitant un niveau de protection 3, c'est à dire, sur le plan pratique, le respect des mêmes dispositions que celles assurant la pérennité des ouvrages soumis à une agressivité de classe « A3 » et par conséquent le choix des mêmes ciments, mais auxquelles s'ajoute une protection externe du type enduit, peinture..., ou une protection interne telle qu'une imprégnation.

La classe « A4 » correspond aux concentrations d'agents agressifs suivantes :

- CO_2 agressif > 100 mg/l ;
- SO_4^{--} > 6 000 mg/l ;
- Mg^{++} > 3 000 mg/l ;

- $NH_4^+ > 100$ mg/l ;
- pH inférieur à 4 ;
- pourcentage de SO_4^{--} dans le sol sec supérieur à 2,4 ;
- teneur en SO_4^{--} extrait du sol, supérieure à 6 700 mg/l.

Rappelons que les cations $^{++}$ de magnésium, agissent par dissolution partielle des constituants du ciment ainsi que ceux d'ammonium (chlorure, nitrate ou sulfate) qui sont extrêmement nocifs. Les anions $^{--}$ de sulfates provoquent la formation d'expansifs entraînant la fissuration du béton, alors que ceux de chlorures sont essentiellement nocifs pour les armatures du béton, bien que, lorsqu'ils se trouvent en très fortes proportions, ils peuvent également être agressifs pour le ciment.

2.2 Classification des environnements suivant la norme P 18-305

Classe	Environnement	Descriptif
1	sec	– intérieur de bâtiment d'habitation ; – éléments extérieurs protégés par bardage avec lame d'air.
2a	humide sans gel ou avec gel faible (c'est à dire pas plus de 2 jours à une température inférieure à – 5 °C)	– intérieur de bâtiments où l'humidité est assez élevée pour entraîner des risques de condensation ; – parties extérieures ; parties en contact avec un sol non agressif et/ou de l'eau.
$2b_1$	humide avec gel modéré (c'est à dire compris entre un gel faible et un gel sévère)	– parties extérieures exposées à un gel modéré ; – parties intérieures où l'humidité est élevée et susceptibles d'être exposées à un gel modéré ; – parties en contact avec un sol non agressif et/ou de l'eau, exposées à un gel modéré.
$2b_2$	humide avec gel sévère (c'est à dire plus de 10 jours ayant atteint une température inférieure à – 10 °C)	– idem cas exposés à la classe $2b_1$ mais avec gel sévère.
3	humide avec gel modéré ou sévère et produits dégivrants	– parties exposées au gel et aux sels de déverglaçage.
$4a_1$	marin immergé (sans gel ou avec gel faible)	– éléments immergés en permanence dans l'eau de mer.
$4a_2$	marin marnage (sans gel ou avec gel faible)	– éléments partiellement immergés dans l'eau de mer ou éclaboussés par celle-ci ; – éléments exposés à un air saturé en sel.
4b	marin avec gel modéré ou sévère	– idem cas exposés à la classe $4a_2$ mais en plus exposés à un gel modéré ou sévère.
5a	faiblement agressif chimiquement (classe d'agressivité A1 définie précédemment)	– environnement à faible agressivité chimique (gaz, liquides ou solides) ; – atmosphère industrielle agressive.
5b	moyennement agressif chimiquement (classe d'agressivité A2)	– environnement d'agressivité modérée (gaz, liquides ou solides).
5c	fortement agressif chimiquement (classe d'agressivité A3)	– environnement à forte agressivité chimique (gaz, liquides ou solides).

Ce tableau des environnements doit être complété par celui ci-dessous des dosages minimaux en ciment ou en liant équivalent que doivent présenter les bétons, d'une part en fonction de la classe d'environnement 1, 2a, 2b..., d'autre part en fonction du type de béton confectionné (non armé, armé ou précontraint).

Type de béton	1	2a	2b1	2b2	3	4a1	4a2	4b	5a	5b	5c
béton non armé	150	200	240	300	330	330	350	350	330	350	385
béton armé	260	280	280	310	330	330	350	350	330	350	385
béton précontraint	300	300	300	315	330	330	350	350	330	350	385

Rappelons que le dosage en liant équivalent correspond à un dosage en ciment CPA-CEM I, dont on a substitué partiellement un pourcentage par une addition qui peut être du laitier, des cendres volantes, des additions calcaires, des fillers siliceux ou des fines de silice, ce pourcentage ne devant pas dépasser certaines valeurs en fonction de l'environnement et de la nature de l'addition. La quantité de liant équivalent est définie par l'expression : (C + kA) dans laquelle C est la quantité de ciment par m^3 de béton, A la quantité d'addition en kg/m^3 dont la valeur maximale dépend de la classe d'environnement et de la nature de l'addition et k un coefficient dépendant également de la nature de l'addition. La norme P 18-305 spécifie les différentes valeurs de ces paramètres.

2.3 Classes d'expositions en fonction des conditions d'environnement suivant projet de révision de la norme européenne EN 206 (P 18-325)

Vu l'évolution des normes, nous indiquons ci-après une nouvelle classification des environnements qui a été discutée et qui, lors de la révision de la norme, pourrait être retenue, étant précisé à nouveau qu'il n'est nullement certain que les modifications apportées par rapport aux anciennes classifications soient retenues et que seul l'intérêt que présente cette éventuelle approche a conduit à sa présentation. En effet un concept nouveau est introduit par une classification différenciant les causes susceptibles de provoquer la dégradation du béton et non plus seulement compte tenu de l'environnement général de la construction. Le tableau définissant les classes d'exposition est complété par un second tableau indiquant les dosages minimaux en liants et la classe de résistance minimale des bétons.

Tableau des classes d'expositions en fonction des conditions d'environnement

Désignation de la classe	Description de l'environnement	Exemples, à titre informatif, illustrant le choix des classes d'exposition
1 Aucun risque de corrosion ni d'attaque		
X 0	sec	– béton à l'intérieur de bâtiment où le taux d'humidité de l'air ambiant est très faible.
2 Corrosion induite par carbonatation		
XC 1	sec	– béton à l'intérieur de bâtiment où le taux d'humidité de l'air ambiant est très faible.

Désignation de la classe	**Description de l'environnement**	**Exemples, à titre informatif, illustrant le choix des classes d'exposition**
XC 2	humide – rarement sec	– béton d'éléments de structure de retenue d'eau ; – cas d'un grand nombre de fondations.
XC 3	humidité modérée	– béton à l'intérieur d'un bâtiment où le taux d'humidité de l'air ambiant est moyen ou élevé – béton extérieur abrité de la pluie
XC 4	périodes d'humidité alternant avec des périodes sèches	– surfaces soumises au contact de l'eau mais n'entrant pas dans la classe d'exposition XC 2.
3 Corrosion induite par les chlorures correspondant aux cas des bétons comportant des armatures ou des pièces métalliques noyées, soumis au contact d'eau contenant des chlorures, y compris des sels de déverglaçage, ayant une origine autre que marine.		
XD 1	humidité modérée	– surfaces de béton directement exposées à des embruns contenant des chlorures.
XD 2	humide, rarement sec	– piscines – béton exposé à des eaux industrielles contenant des chlorures.
XD 3	périodes d'humidité alternant avec des périodes sèches	– éléments de ponts – chaussées – dalles de parking de stationnement de voitures.
4 Corrosion induite par les chlorures présents dans l'eau de mer correspondant aux cas des bétons au contact des chlorures présents dans l'eau de mer ou à l'action de l'air véhiculant du sel marin.		
XS 1	exposé à l'air véhiculant du sel marin, mais pas au contact direct avec l'eau de mer	– structures sur ou à côté d'une côte.
XS 2	immergé	– éléments de structures marines
XS 3	zones de marnage ou soumises à des éclaboussements ou à des embruns	– éléments de structures marines.
5 Attaque gel/dégel correspondant aux cas où le béton est soumis à une attaque significative due à des cycles de gel/dégel alors qu'il est mouillé.		
XF 1	saturation modérée en eau, sans agent de déverglaçage	– surfaces verticales de bétons exposés à la pluie et au gel.
XF 2	saturation modérée en eau avec agents de déverglaçage	– surfaces verticales de bétons d'ouvrages routiers exposés au gel et à l'air véhiculant des agents de déverglaçage.
XF 3	forte saturation en eau sans agent de déverglaçage	– surfaces horizontales de béton exposées à la pluie et au gel.

Désignation de la classe	**Description de l'environnement**	**Exemples, à titre informatif, illustrant le choix des classes d'exposition**
XF 4	forte saturation en eau avec agents de déverglaçage	– routes et tabliers de pont exposés aux agents de déverglaçage et surfaces de béton verticales directement exposées aux éclaboussures d'agents de déverglaçage et au gel.
6 Attaques chimiques		
XA 1	environnement à faible agressivité chimique, les valeurs limites étant précisées ci-contre	SO_4^{2-} dans l'eau en mg/l : $\geq$ 200 et $\leq$ 600 ; SO_4^{2-} dans le sol en mg/kg (total) : $\geq$ 2 000 et $\leq$ 3 000 (*) ; pH dans l'eau : $\geq$ 5,5 et $\leq$ 6,5 ; acidité du sol : > 20° Baumann Gully CO_2 agressif dans l'eau en mg/l : $\geq$ 15 et $\leq$ 40 NH_4^+ dans l'eau en mg/l : $\geq$ 15 et $\leq$ 30 Mg^{2+} dans l'eau : $\geq$ 300 et $\leq$ 1 000
XA 2	environnement d'agressivité chimique modérée, les valeurs limites étant précisées ci-contre	SO_4^{2-} dans l'eau en mg/l : $\geq$ 600 et $\leq$ 3 000 SO_4^{2-} dans le sol en mg/kg (total) : $\geq$ 3 000 et $\leq$ 12 000 pH dans l'eau : $\geq$ 4,5 et < 5,5 CO_2 agressif dans l'eau en mg/l : > 40 et $\leq$ 100 NH_4^+ dans l'eau en mg/l : > 30 et $\leq$ 60 Mg^{2+} dans l'eau : > 1 000 et $\leq$ 3 000
XA 3	environnement à forte agressivité chimique, les valeurs limites étant précisées ci-contre	SO_4^{2-} dans l'eau en mg/l : > 3 000 et $\leq$ 6 000 SO_4^{2-} dans le sol en mg/kg (total) : $\geq$ 12 000 et $\leq$ 24 000 pH dans l'eau : $\geq$ 4 et < 4,5 CO_2 agressif dans l'eau en mg/l : > 100 NH_4^+ dans l'eau en mg/l : > 60 et $\leq$ 100 Mg^{2+} dans l'eau : > 3 000

(*) Limite ramenée à 2 000 mg/kg en cas de risque d'accumulation d'ions sulfates dans le béton due à l'alternance de périodes sèches et de périodes humides, ou par aspiration capillaire.

Ce tableau est complété par celui des valeurs limites applicables à la composition et aux propriétés des bétons qui sont précisées ci-après :

	Aucune	Carbonatation				Eau de mer			Autres chlorures			Gel avec ou sans sels de fondants				Attaques chimiques agressives		
	X 0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3
E/C maxi		0,65	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,45	0,55	0,55	0,45	0,55	0,55	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45
Classe de R. mini	12/15	20/25	30/37	30/37	35/45	35/45	35/45	35/45	30/37	30/37	35/45	30/37	25/30	30/37	30/37	30/37	30/37	35/45
Teneur mini en ciment kg/m^3		260	280	280	300	300	320	340	300	300	320	300	300	320	340	300	320	360
Teneur mini en air en %													4,0	4,0	4,0			
Autres prescriptions												granulats résistant aux gels/dégels					ciments résistant aux sulfates	

La classe de résistance correspond à la résistance caractéristique f_{ck} à 28 jours.

Chapitre V

CHOIX DES CIMENTS EN FONCTION DES TRAVAUX

Ce chapitre, synthèse des chapitres précédents, a pour objet de fournir les renseignements sur les ciments susceptibles de convenir pour la réalisation d'un certain nombre d'ouvrages en tenant compte, outre des impératifs de construction et d'environnement, soit des règles professionnelles particulières lorsqu'elles existent, soit des textes réglementaires ou normatifs tels que DTU, Normes, Fascicules du Ministère de l'Equipement, du Logement et des Transports applicables aux marchés publics de travaux.

Les documents officiels se limitant fréquemment, en dehors de renseignements sur les dosages à respecter, à rappeler que le ciment doit être conforme aux normes qui le définissent, sans autre précision supplémentaire, ce chapitre vise à fournir aux utilisateurs, des éléments pratiques sur les choix préconisés ainsi que sur les éventuelles contre-indications. Ces renseignements découlent soit d'exemples de réalisations concrètes, soit de rapports d'expertises techniques soit d'avis de spécialistes de la profession.

Il y a toutefois lieu de rappeler que si le choix du type de ciment utilisé dans la confection d'un béton est primordial pour assurer sa qualité, ce paramètre est loin d'être suffisant car il est indispensable de veiller également sur :

- le dosage à utiliser, un excès de ciment entraînant une tendance à la fissuration alors qu'un déficit est à l'origine d'une porosité excessive et d'un manque de résistance ;
- l'eau de gâchage, tant du point de vue de la quantité que de celui de la qualité, tout excès se traduisant par une augmentation du retrait, une augmentation de la porosité et une chute des résistances, la qualité de l'eau pouvant avoir par ailleurs une incidence sur les phénomènes de prise ;
- la propreté des granulats et leurs qualités intrinsèques ;
- le malaxage des différents constituants ;
- le transport du béton à son lieu de mise en œuvre, qui ne doit pas provoquer de ségrégation et dont la durée ne doit pas risquer de provoquer un début de prise ;

- la température ambiante, paramètre examiné au chapitre IV et dont il est impératif de tenir compte pour éviter les problèmes de mise en œuvre et les désordres ultérieurs ;
- la qualité et la propreté des coffrages ainsi que la qualité de l'huile de décoffrage ;
- la mise en œuvre, qui doit veiller à assurer la compacité maximale en utilisant les moyens de serrage adaptés au type d'ouvrage ;
- la protection des surfaces libres en début de durcissement pour éviter toute déshydratation avec les conséquences sur la résistance et la durabilité du béton en particulier de celui recouvrant les armatures (*).

Ces paramètres dont l'incidence sur la qualité finale et la durabilité du béton est des plus importantes sont examinés dans les autres parties de cet ouvrage et notamment dans le chapitre X qui indique les méthodes de calcul des compositions de béton.

Concernant le choix des ciments proposés ci-après pour les ouvrages courants de génie civil, dont la liste ne peut être exhaustive, il a été établi en tenant compte des différentes interrogations qui se posent en général sur un chantier telles celles relatives au type d'ouvrage proprement dit, au type de mise en œuvre envisagé ou à l'environnement.

1. CHOIX DES CIMENTS EN FONCTION DES TYPES D'OUVRAGE

1.1 Aveuglement de renards et de voies d'eau

Utiliser du ciment prompt CNP sous forme de pâte pure, ou un mélange de ciment alumineux fondu CA et de Portland comme CPA-CEM I ou CPJ-CEM II, dans des proportions déterminées en fonction de la vitesse de prise recherchée, les temps les plus courts étant obtenus avec des mélanges voisins de 50 % de CA et 50 % de CPA ou CPJ.

1.2 Badigeons

Les badigeons ou peintures à la chaux sont réalisés en 2 ou 3 couches avec des chaux de construction NHL 2, NHL 3,5 ou des chaux aériennes CAEB, CL ou DL au

(*) La protection tardive ou imparfaite du béton après coulage qui est à l'origine de nombreux désordres (fissuration, porosité superficielle, performances mécaniques amoindries...), doit dépendre de l'évolution de la résistance du béton qui peut être rapide, moyenne ou lente, de la température et de l'exposition de l'ouvrage en tenant compte de l'hygrométrie ambiante, de l'ensoleillement et du vent ainsi, que cela est examiné Ch XII.
En raison de l'importance de cette protection sur tout ouvrage en béton, rappelons qu'elle peut évoluer entre 1 jour pour un béton à évolution de résistance rapide, non exposé au soleil et dans un milieu d'hygrométrie relative toujours supérieure à 80 %, à 10 jours voire plus, pour un béton à évolution de résistance lente exposé à un soleil ardent, ou un vent fort, dans un milieu d'hygrométrie relative inférieure à 50 % et une température ambiante inférieure à 5 °C. Par prudence, il est toujours souhaitable de maintenir la cure le plus longtemps possible et au minimum 48 heures dans les cas favorables.

dosage de 1 volume de chaux pour 2 à 5 volumes d'eau. Pour un mélange à 1 pour 1 le chaulage ainsi réalisé, épais, assure, sur un support micro-fissuré, un rôle de bouche-pore. L'utilisation d'un lait de chaux doit se faire dans les 4 heures suivant le mélange, sauf cas d'utilisation de chaux aérienne où le risque de prise n'existe pas.

1.3 Barrages

Voir *béton de grande masse*.

1.4 Calages

Les calages exigent en général un parfait remplissage de l'espace compris entre les deux surfaces en vis à vis sans aucun retrait, d'où la nécessité d'utiliser des produits spécifiques présentant une légère expansion tels ceux commercialisés par différents fabricants d'adjuvants.

La marque NF « Produits spéciaux destinés aux constructions en béton hydraulique » garantit la conformité de ces produits à la norme P 18-821 « produits à base de liants hydrauliques » et leur qualité, conditions de base pour obtenir les résultats escomptés.

Il est donc conseillé pour la réalisation de calages ne devant présenter aucun retrait, d'utiliser un produit spécifique. Si cette solution ne peut être envisagée, on peut réaliser un mortier avec un ciment courant de préférence de classe « R » ou avec du ciment prompt CNP ou encore du ciment alumineux CA, au dosage minimum de 600 kg/m^3 de sable très propre 0/2 et avec un faible rapport E/C, auquel on ajoutera un additif expansif non chloré.

1.5 Carrelages

Les liants admis dans les travaux de revêtements de sols scellés, selon le DTU 52.1 (norme P 61-202), doivent être des ciments CPA-CEM I des classes 42,5 – 42,5 R gris ou blancs, éventuellement des ciments CPJ-CEM II/A ou B des classes 32,5 – 32,5 R – 42,5 – 42,5 R dont le constituant, outre le clinker, est du calcaire (L), ainsi que des chaux HL ou NHL.

L'emploi de CPJ-CEM II dont les constituants sont du laitier (S) ou des cendres (V), nécessite obligatoirement l'emploi d'une barbotine adjuvantée (barbotine d'adhérence de carreaux) prête à gâcher.

1.5.1 *Pose des carrelages*

Les mortiers de pose doivent, en fonction de leur constitution, être dosés à raison de :

- soit de 250 à 400 kg/m^3 de ciment par m^3 de sable sec 0/5 mm ;
- soit de 300 à 400 kg/m^3 de mortier bâtard ciment-chaux par m^3 de sable sec ;
- soit à 400 kg/m^3 de chaux dans le cas de mortier de chaux par m^3 de sable sec.

1.5.2 *Coulis de jointoiement des carrelages*

Les joints entre carreaux peuvent être réalisés avec des ciments CPA-CEM I 42,5 ou 52,5, éventuellement de classe « R », des ciments CPA-CEM I ou CPJ-CEM II gris ou blancs, des ciments à maçonner MC ou des chaux hydrauliques NHL ou XHA. Dans le cas d'emploi de CPJ-CEM II, il est préférable de n'utiliser que ceux dont le constituant, autre que le clinker, est du calcaire (L).

Les dosages sont, suivant les cas :
- soit un coulis de ciment pur dont la plasticité doit être fluide ;
- soit un mortier de ciment dosé de 800 à 1 100 kg de ciment par m^3 de sable sec 0/3 ;
- soit un mortier de chaux dosé de 400 à 1 000 kg de chaux par m^3 de sable 0/3 sec ;
- soit de mortier spécial pour joints, prêt à l'emploi, à base de ciment ;

les mortiers de ciment ou de chaux doivent avoir une consistance plastique.

1.6 Chapes

Le DTU 26-2 (norme P 14-201) précise les modes d'exécution des chapes, formes et dalles.

1.6.1 *Cas des chapes flottantes*

Coulées sur une couche de désolidarisation sur une épaisseur de 4 à 5 cm, elles sont le plus couramment confectionnées avec des mortiers dosés à un minimum de 350 kg de ciment type CPJ-CEM II 32,5 ou 42,5. Les CPA-CEM I 42,5 et le CHF-CEM III/A 32,5 peuvent également convenir.

1.6.2 *Cas des chapes incorporées*

Coulées sur le support béton avant qu'il n'ait terminé sa prise, avec une épaisseur de l'ordre de 15 à 25 mm, elles sont généralement réalisées avec le même ciment que celui utilisé pour la dalle support, à un dosage minimal de 350 kg/m^3. La nature du ciment dépend des agressions auxquelles elles peuvent être soumises, voir § 1.22 « sols industriels ».

1.6.3 *Cas des chapes rapportées*

Coulées après prise et durcissement du support après un délai minimal de 8 jours, leur dosage doit être au moins égal à 350 kg par m^3 de mortier ou de béton suivant leur épaisseur (DTU 26-2, norme P 14-201-1 de mai 1993) Les ciments utilisés sont des CPA-CEM I ou CPJ-CEM II/A dans les cas courants ou dans les cas de bâtiments industriels en fonction du type d'agression possible, voir § 1.22 « sols industriels ».

1.6.4 *Cas des chapes pour sols industriels*

Le choix du ciment à utiliser est fonction de la nature des agressions voir § 1.22 « sols industriels ».

1.7 Dallages

Pratiquement tous les types de ciments peuvent être utilisés pour la confection de dallages, le choix dépendant des différents paramètres en jeu, c'est-à-dire :
- de l'environnement, certaines agressions risquant de provoquer des désordres importants dès la mise en service ;
- des contraintes appliquées, les classes habituellement employées étant 32,5 et 42,5.
- des conditions climatiques ;
- de l'exigence éventuelle d'une fissuration minimale, les ciments à faible chaleur d'hydratation (inférieure à 230 J/g à 12 heures) pouvant être préférés.

Compte tenu de la prise en considération de l'ensemble des paramètres précédents, les ciments CPA-CEM I, CPJ-CEM II/A ou B, CHF-CEM III/A, CLC-CEM V/A peuvent être utilisés pour la réalisation de dallages ; les ciments alumineux fondus CA sont également utilisables, notamment lorsqu'une mise en service rapide est nécessaire, en prenant les précautions indispensables habituelles après mise en œuvre notamment pour garantir une parfaite hydratation. Il ne faut pas sous-estimer le risque de fissuration d'où le choix de ciments ne présentant pas une réaction exothermique trop importante avec une préférence pour les classes 32,5 ou 42,5, sauf par temps froid où la classe 32,5 est à éviter.

À noter que dans tous les cas et non exclusivement avec ciment Alumineux Fondu, la surface du béton doit toujours être protégée efficacement par un produit de cure ou par arrosage ou tout autre procédé évitant l'évaporation de l'eau (voir au chapitre III les précautions particulières d'emploi exigées par certains ciments ainsi qu'au chapitre IV celles nécessitées par temps chaud ou par temps froid). Les dosages minimaux à respecter sont ceux indiqués au paragraphe « bétons armés ».

1.8 Egouts

La résistance aux eaux agressives et la nature des sols traversés conduisent à choisir des ciments tels que CLC-CEM V/A, CLK-CEM III/C, CHF-CEM III/B, ou les ciments CPA-CEM I ou CPJ-CEM II de caractéristique complémentaire « ES ». La classe du ciment est fonction des contraintes auxquelles doivent résister les ouvrages.

Pour les travaux de réparation, l'emploi des ciments alumineux fondus CA ou prompt CNP permet des réfections sur toute l'épaisseur des parois ou sous forme d'enduits, leur tenue aux eaux d'égout et à la nature des sols traversés étant bonne.

1.9 Enduits

Les règles d'exécution des enduits sont définies dans le DTU 26.1 (norme P 15-201).

Les ciments CPA-CEM I 42,5 – CPJ-CEM II/A ou B, de la classe 32,5 ou éventuellement 42,5, les ciments à maçonner CM et XHA, les chaux hydrauliques naturelles NHL et les chaux aériennes peuvent être utilisés dans la confection des mortiers d'enduit.

Il est intéressant, pour diminuer les risques de fissuration, d'utiliser des mortiers bâtards à bas module de déformation, c'est à dire constitués d'un mélange de ciment et de chaux.

Le ciment prompt naturel CNP peut être utilisé seul avec retardateur ou mélangé à un ciment à maçonner CM, à de la chaux XHA, NHL, ou encore à de la chaux aérienne éteinte.

Sont contre-indiqués les ciments CHF-CEM III/B, CLK-CEM III/C ainsi que, en raison des risques de fissuration courus, les classes élevées des ciments CPA-CEM I ou CPJ-CEM II de même que toutes les classes « R ». Bien que le CPA-CEM I 42,5 puisse être utilisé dans la confection d'enduit, il est préférable de choisir des ciments de classe 32,5.

Les dosages préconisés par le DTU 26-1 (norme NF P 15-201), fonction du nombre de couches constituant l'enduit et du type de maçonnerie ou support, sur lequel il est appliqué, sont précisés, par m^3 de sable sec 0/2 à 0/3 mm, dans les tableaux ci-après :

1.9.1 *Enduits en trois couches sur maçonneries de briques ou blocs de béton*

Nature des couches	Dosages	Nature du liant
1re couche – *gobetis d'accrochage*	500 à 600 kg	CPA-CEM I 42,5 ou CPJ-CEM II/A ou B 32,5 ou 42,5
2e couche – *corps d'enduit* (avec un dosage global en liant de 350 à 450 kg/m^3)	350 à 450 kg	CPA-CEM I 42,5 ou CPJ-CEM II/A ou B 32,5 ou 42,5 ou XHA ou MC ou NHL
	ou : 100 à 350 kg + 100 à 350 kg	CPA-CEM I 42,5 ou CPJ-CEM II/A ou B 32,5 ou 42,5 XHA ou MC 5 ou 12,5 ou NHL 3,5
	ou : 200 à 350 kg + 100 à 150 kg	CPA-CEM I 42,5 ou CPJ-CEM II/A ou B 32,5 ou 42,5 chaux CAEB ou CL ou DL
3e couche – *couche de finition* (avec un dosage global en liant de 250 à 350 kg/m^3)	250 à 350 kg	CPA-CEM I 42,5 ou CPJ-CEM II/A ou B 32,5 ou 42,5 ou XHA 60 ou MC 5 ou NHL 2 ou 3,5
	ou : 50 à 200 kg + 100 à 300 kg	CPA-CEM I 42,5 ou CPJ-CEM II/A ou B 32,5 ou 42,5 XHA 60 ou MC 5 ou NHL 2 ou 3,5
	ou : 100 à 250 kg + 50 à 150 kg	CPA-CEM I 42,5 ou CPJ-CEM II/A ou B 32,5 ou 42,5 ou XHA ou MC 5 ou NHL 2 ou 3,5 chaux CAEB ou CL ou DL

1.9.2 *Enduits en deux couches sur maçonneries de briques ou blocs de béton*

Nature des couches	Dosages	Nature du liant
1re couche (avec un dosage global en liant de 400 à 450 kg/m³)	350 à 450 kg	CPA-CEM I 42,5 ou CPJ-CEM II/A ou B 32,5 ou 42,5
	ou : 150 à 350 kg + 100 à 300 kg	CPA-CEM I 42,5 ou CPJ-CEM II/A ou B 32,5 ou 42,5 + XHA, CM ou NHL
	ou : 250 à 350 kg + 100 à 150 kg	CPA-CEM I 42,5 ou CPJ-CEM II/A ou B 32,5 ou 42,5 + chaux CAEB ou CL ou DL
2e couche (avec un dosage global en liant de 350 à 400 kg/m³)	350 à 400 kg	XHA, CM ou NHL
	ou : 100 à 200 kg + 150 à 300 kg	CPA-CEM I 42,5 ou CPJ-CEM II/A ou B 32,5 ou 42,5 + XHA, CM ou NHL
	ou : 200 à 300 kg + 100 à 150 kg	CPA-CEM I 42,5 ou CPJ-CEM II/A ou B 32,5 ou 42,5 + chaux CAEB ou CL ou DL

1.9.3 *Enduits en trois couches sur maçonneries anciennes dont les joints sont peu résistants*

Le tableau ci-après indique dans ces cas particuliers les différentes solutions envisageables, auxquelles s'ajoute la possibilité de réaliser un enduit exclusivement avec de la chaux hydraulique NHL (XHN) en respectant les dosages suivants par m^3 de sable sec :

- gobetis : 400 à 450 kg/m^3 ;
- corps d'enduit : 300 à 350 kg/m^3 ;
- couche de finition : 250 à 300 kg/m^3.

Nature des couches	Dosages	Nature du liant
1re couche – *gobetis d'accrochage* (avec un dosage global en liant de 400 à 450 kg/m³)	400 à 450 kg	CPA-CEM I 42,5 ou CPJ-CEM II/A ou B 32,5 ou 42,5 ou CM 12,5 ou XHA 100 ou NHL 5
	ou : 50 à 200 kg + 250 à 400 kg	CPA-CEM I 42,5 ou CPJ-CEM II/A ou B 32,5 ou 42,5 CM 12,5 ou XHA 100 ou NHL 5
	ou : 100 à 200 kg + 250 à 320 kg	CNP NHL 5
2e couche – *corps d'enduit* (avec un dosage global en liant de 250 à 350 kg/m³)	100 à 200 kg + 100 à 150 kg	CPA-CEM I 42,5 ou CPJ-CEM II/A ou B 32,5 ou 42,5 chaux CAEB ou CL ou DL
	ou : 50 à 100 kg + 200 à 300 kg	CPA-CEM I 42,5 ou CPJ-CEM II/A 32,5 ou 42,5 NHL 3,5 ou 5
	ou : 150 à 250 kg + 100 à 150 kg	XHA ou NHL 3,5 ou 5 chaux CAEB ou CL ou DL
	ou : 50 à 150 kg + 200 à 280 kg	CNP NHL ou chaux CAEB ou CL ou DL
3e couche – *couche de finition* (avec un dosage global de 200 à 300 kg/m³)	50 à 150 kg + 100 à 150 kg	CPA-CEM I 42,5 ou CPJ-CEM II/A 32,5 ou 42,5 chaux CAEB ou CL ou DL
	ou : 0 à 100 kg + 150 à 300 kg	CPA-CEM I 42,5 ou CPJ-CEM II/A 32,5 ou 42,5 NHL 2 ou 3,5
	ou : 100 à 150 kg + 100 à 150 kg	NHL 2 ou 3,5 chaux CAEB ou CL ou DL
	ou : 50 à 100 kg + 100 à 150 kg	CNP NHL 2 ou 3,5 ou chaux CAEB ou CL ou DL

Outre ces enduits traditionnels, plusieurs fabricants proposent des liants spécifiques pour enduit dont certains contiennent d'origine des adjuvants type hydrofuge, entraîneur d'air..., qui assurent une bonne plasticité sans ressuage à l'état frais et une bonne imperméabilité à l'état durci. D'autres fabricants proposent des mortiers prêts à l'emploi pouvant, pour certains d'entre eux, comporter des pigments de couleurs différentes.

1.9.4 *Enduits sur béton cellulaire*

Nature des couches	Dosage en liant par m^3 de sable sec	Type de ciment
Gobetis	400 kg	CPA-CEM I 42,5 ou CPJ-CEM II 32,5 ou 42,5
2e couche ou *corps d'enduit* (dosage global en liant de 300 à 350 kg/m^3)	50 à 100 kg/m^3 + 200 à 250 kg	CPA-CEM I 42,5 ou CPJ-CEM II/A 32,5 chaux CAEB ou CL ou DL
	ou : 200 à 250 kg + 50 à 100 kg	NHL chaux CAEB ou CL ou DL
3e couche ou *couche de finition* (dosage global en liant de 250 à 300 kg/m^3)	50 à 100 kg + 100 à 200 kg	CPA-CEM I 42,5 ou CPJ-CEM II/A 32,5 chaux CAEB ou CL ou DL
	ou : 150 à 200 kg + 100 à 150 kg	NHL chaux CAEB ou CL ou DL

1.10 Fondations

Le DTU 13.11 (norme P 11-211) traite des fondations superficielles. D'une façon générale la nature du ciment à utiliser dans la confection de longrines, de voiles enterrés ou de pieux dans le cas de fondations profondes, dépend essentiellement du degré d'agression du sol du fait de la présence ou non d'eaux contenant des sulfates. En dehors de renseignements précis, et par mesure de précaution, il est recommandé d'utiliser un ciment CPA-CEM I ou CPJ-CEM II de caractéristique « ES », classe 32,5 ou éventuellement 42,5.

L'utilisation d'un ciment de classe 52,5 peut s'avérer nécessaire dans le cas de pieux préfabriqués tubulaires précontraints.

Les ciments CHF-CEM III/B, CLK-CEM III/C et CLC-CEM V/A, tous actuellement de caractéristique complémentaire « ES », de même qu'éventuellement le ciment alumineux fondu CA, ont un bon comportement en présence d'eaux à haute teneur en sulfates.
(Voir également dans ce chapitre, le § 1,20 « semelles de fondation » et § 2,7 « bétons de propreté ».)

1.11 Formes de pentes destinées à recevoir une étanchéité

Le DTU 26.2 (norme P 14-201 1) indique, pour les formes de pentes réalisées en béton, un dosage compris entre 200 et 250 kg/m^3 de ciment CPJ-CEM II/A ou B 32,5 pour des épaisseurs supérieures à 3 cm.

Lorsque leur épaisseur est inférieure à 3 cm, les formes de pentes sont réalisées en mortier dosé à 350 kg/m^3 par m^3 de sable sec avec ciments CPJ-CEM II/A ou B 32,5.

1.12 Formes pour revêtements de sols scellés

Lorsqu'une forme doit être réalisée soit pour rattraper un niveau, soit pour créer une pente, soit enfin dans le cas de présence d'une couche isolante au dessus de l'élément porteur, les ciments les plus couramment utilisés sont le CPA-CEM I 42,5, les CPJ-CEM II/A ou B 32,5 ou 42,5, les chaux hydrauliques HL, NHL 5 ou NHL 3,5 et XHA 100 ou éventuellement 60 avec, pour la confection du mortier ou du béton maigre, les dosages préconisés dans le DTU 52-1 (norme NF P 61-202.1), soit :

- 175 à 200 kg/m^3 de ciment ou 300 kg/m^3 de chaux XHA ou NHL, pour des épaisseurs de 4 à 6 cm sans armatures ;
- 300 kg/m^3 de ciment si une armature constituée d'un treillis métallique est prévue, l'épaisseur de la forme devant être comprise entre 3 et 5 cm pour un treillis de maille de 50 × 50 mm d'un poids d'au moins 220 g au m^2 ;
  l'épaisseur devant être comprise entre 4 à 6 cm avec un treillis de maille 100 × 100 mm d'un poids minimal de 325 g au m^2.

Nota : les chaux sont de préférence réservées à la confection de mortiers non armés.

1.13 Maçonneries, mortiers de pose

Le DTU 20-1 (norme NF P 10-202) préconise pour la réalisation des joints de hourdage de maçonneries : les ciments CPA-CEM I 42,5, CPJ-CEM II 32,5, les ciments à maçonner CM, les chaux HL, NHL des classes 2, – 3,5 – ou 5 et XHA des classes 60 ou 100 suivant les contraintes supportées par le mur, ainsi que les mélanges de ciment CPA-CEM I 42,5 ou CPJ-CEM II 32,5 et 42,5 avec de la chaux hydraulique pour réaliser des mortiers bâtards. Les dosages préconisés par m^3 de sable sec 0/2, fonction des matériaux à liaisonner sont :

Nature des maçonneries	Type de liant	Dosages en kg/m^3
Pierres calcaires	NHL ou XHA	250 à 350 kg
	ou mortier bâtard : CPA-CEM I ou CPJ-CEM II + HL ou NHL ou XHA	150 à 275 kg 100 à 200 kg dosage global en liant de 350 kg environ
Briques	CPA-CEM I 42,5 ou CPJ-CEM II 32,5 ou 42,5	300 à 400 kg
	ou : HL ou NHL ou XHA	400 à 500 kg
	ou mortier bâtard : CPA-CEM I ou CPJ-CEM II + HL ou NHL ou XHA	150 à 175 kg 175 à 275 kg dosage global en liant de 350 à 400 kg/m^3
Parpaings, blocs de béton	CPA-CEM I 42,5 ou CPJ-CEM II 32,5 ou 42,5	300 à 350 kg
	ou : HL ou NHL ou XHA	250 à 350 kg
	ou mortier bâtard : CPA-CEM I ou CPJ-CEM II + HL ou NHL ou XHA	150 à 275 kg 125 à 200 kg dosage global en liant de 350 à 400 kg/m^3

Il est contre-indiqué d'utiliser des ciments des classes 42,5 R ainsi que tous ceux des classes 52,5 et 52,5 R.

1.14 Moulages décoratifs

L'emploi de ciment prompt CNP ou de mélanges de chaux et de ciments Portland assure une bonne onctuosité et un bon remplissage des moules. Il en est de même pour le mélange de ciment alumineux fondu CA et de chaux éteinte.

1.15 Pieux

Le DTU 13.2 (norme P 11-212) traitant des fondations profondes, indique les dosages à respecter pour les différents types de pieux, le ciment à utiliser étant fonction de la nature des terrains rencontrés (voir § 1.10, fondations) :

- Pieux battus préfabriqués : dosage de 350 à 400 kg/m^3.
- Pieux tubulaires précontraints : constitués d'éléments tubulaires de 1,50 à 3,00 m de longueur en moyenne, mais pouvant atteindre 20 mètres, pour un diamètre intérieur de 0,70 à 0,90 m et une épaisseur de 15 cm. Ils doivent présenter une résistance à la compression supérieure à 45 MPa. L'emploi de ciment de classe 52,5 ou éventuellement 42,5 avec dosage d'au moins 350 kg/m^3 est généralement nécessaire.
- Pieux battus enrobés : constitués d'une âme métallique dont la base est munie d'un sabot débordant le volume circonscrit du pieu. Le mortier d'enrobage doit être dosé à un minimum de ciment de 500 kg/m^3 avec un E/C inférieur à 0,5.
- Pieux battus : préfabriqués, ils ne doivent pas être fragiles ; leur dosage est en général de l'ordre de 350 kg/m^3.
- Pieux battus moulés : le remplissage du pieu devant être assuré sans risque de vides, le dosage doit être au minimum de 350 kg/m^3 de ciment avec un E/C permettant un affaissement au cône d'Abrams de 10 à 16 cm (cette dernière valeur garantissant en général la plasticité suffisante pour assurer un remplissage correct, cette condition étant indispensable pour permettre au pieu de supporter sans dommage les charges qui lui seront appliquées).
- Pieux forés : le dosage en ciment doit être au moins égal à 350 kg/m^3 mais de préférence à 400 kg/m^3.
- Pieux forés-tubés : le dosage en ciment est d'au mois 350 kg/m^3.

1.16 Puits de fondation

Compte tenu des risques d'agressivité dus à la présence de sulfates dans le sol, les ciments à utiliser sont les CHF-CEM III/B – CLK-CEM III/C – CLC-CEM V/A. ainsi que les CPA-CEM I et CPJ-CEM II/A ou B qui comportent, par prudence, la caractéristique « ES ». Les faibles contraintes auxquelles sont soumis ces ouvrages ne nécessitent pas la recherche de classes élevées en sorte que la classe 32,5 convient avec un dosage de 330 kg/m^3 pour respecter les prescriptions de la norme P 18-305 « bétons – bétons prêts à l'emploi préparés en usine » et un environnement classé « 5a ». Il est recommandé, en particulier dans le cas de présence d'agents agressifs dans le sol, de réaliser des bétons compacts. Si le béton doit être coulé dans l'eau, se reporter chapitre XII § 10.

Le ciment alumineux fondu CA convient aussi pour ce type d'ouvrage.

1.17 Réparations

Selon l'importance de la réparation et du délai dont on dispose pour remettre l'ouvrage en service, le choix portera sur des ciments à durcissement rapide tels que le ciment prompt CNP quand les contraintes appliquées restent faibles ou le ciment alumineux fondu CA. Lorsqu'il n'existe pas d'impératif de délai, tous les ciments courants conviennent. En fonction de l'agressivité du milieu, les ciments devront bénéficier des caractéristiques complémentaires « ES » ou « PM ».

Le ciment prompt CNP s'utilise notamment dans la préparation des arêtes de murs avant enduit, les travaux de réparation d'éléments moulurés ou d'obturation de fissures.

En cas de réparations superficielles, il est recommandé d'éviter les ciments à forte teneur en laitier, tels CLK-CEM III/C et CHF-CEM III/B.

Le ciment alumineux fondu CA permet des remises en service dans des délais très courts en raison de son durcissement rapide et des fortes résistances mécaniques acquises au bout de quelques heures.

1.18 Réservoirs alimentaires

Pratiquement tous les ciments courants ainsi que le ciment alumineux fondu CA et le ciment prompt CNP peuvent être utilisés, en particulier dans la construction d'installations fixes de distribution d'eaux destinées à la consommation humaine. Dans le cas d'utilisation de CLK-CEM III/C, certains textes recommandent d'appliquer un produit de surface afin qu'il n'y ait pas de contact direct eau/enduit ; toutefois un projet d'arrêté daté de janvier 1995 signale que tous les bétons ou mortiers confectionnés avec des liants hydrauliques répondant aux spécifications des normes françaises ne présentent aucune innocuité d'où la possibilité d'utiliser également du CLK-CEM III/C.

Pour les réservoirs non alimentaires devant contenir des eaux douces, ou acides d'un pH supérieur à 4, cas de certaines réservoirs d'installations industrielles, il convient d'utiliser des ciments libérant peu ou pas de chaux tels CLC-CEM V/A, CHF-CEM III/B, CLK-CEM III/C, le ciment alumineux fondu CA ou le ciment prompt CPN (voir chapitre IV § 2.1.1 – 2.1.2 e t 2.1.3).

1.19 Scellements

Les mortiers de scellement doivent avoir une résistance rapide et présenter le minimum de retrait d'où des compositions à faible E/C et utilisation de sables très propres. Réalisés avec les ciments commercialisés, le choix se portera de préférence sur des ciments tels que CPA-CEM I 52,5 R ou 42,5 R, CPJ CEM II A ou B 52,5 R ou 42,5 R. Il est également possible d'utiliser le ciment prompt CNP ainsi que le ciment alumineux fondu CA, ce dernier étant utilisé soit seul soit mélangé à un ciment Portland type CPA-CEM I 42,5 ou CPJ-CEM II/A, en notant qu'en fonction des proportions mises en œuvre, la prise peut être presque instantanée ou de quelques minutes (la résistance des mortiers confectionnés avec mélange de ciment alumineux fondu CA et de CPA-CEM I est d'autant plus faible que la prise est rapide).

L'emploi de ciment prompt CNP assurant une tenue du scellement en quelques minutes, il est parfois souhaitable de ralentir ce phénomène par adjonction, lors du malaxage, soit d'un produit spécifique généralement fourni avec le sac, soit d'acide citrique (voir chapitre III § 7).

Le sable employé dans les scellements, de préférence roulé, est de la classe 0/2, les dosages courants étant de l'ordre de 600 à 700 kg de ciment par m^3 de sable sec avec un E/C compris entre 0,40 et 0,50, et adjonction éventuelle d'adjuvants, soit accélérateurs, soit rétenteurs d'eau et/ou expansifs.

À noter qu'il existe des produits spécifiques de scellement, directement prêts à l'emploi, titulaires de la marque NF « Produits Spéciaux destinés aux constructions en béton hydraulique », dont les caractéristiques sont conformes aux spécifications de la norme P 18-821.

1.20 Semelles de fondation

Le type de ciment doit dépendre de la nature du sol et de son agressivité. En cas de doute, il est prudent d'utiliser un ciment capable de résister aux dégradations possibles dans le temps et qui seraient dues à la présence d'eaux agressives, d'où des ciments courants de caractéristique complémentaire « ES ». Le ciment alumineux fondu CA peut également convenir.

Suivant le type de semelles, les dosages indiqués dans le DTU 13-11 (norme P 11-211) sont les suivants :

- semelles non armées sous mur plein ou poteau : minimum 200 kg/m^3 si le béton est mis en place à sec ou 300 kg/m^3 si le béton est mis en place dans l'eau ;
- semelle filante ne comportant que des armatures de chaînage : minimum 250 kg/m^3 si le béton est mis en place à sec ou 350 kg/m^3 si le béton est mis en place dans l'eau ;
- semelle armée : minimum 300 kg/m^3 dans le cas de mise en place à sec ou 400 kg/m^3 si le béton est mis en place dans l'eau.

À noter qu'en fonction de l'environnement dans lequel le béton est mis en place, les dosages doivent également respecter les exigences de la norme P 18-305 qui spécifie les valeurs minimales de teneur en ciment ou liant équivalent pour chacune des classes décrites (voir chapitre IV § 2.2).

1.21 Silos

Les ciments susceptibles d'être utilisés pour la construction de ce type d'ouvrage comprennent la presque totalité des ciments courants, le choix dépendant de facteurs spécifiques. Toutefois dans le cas de parois de faible épaisseur en élévation il est préférable d'éviter l'emploi de ciments à fort pourcentage de laitier tels que les CLK-CEM III/C et CHF-CEM III/B en raison des risques de dessiccation prématurée, la cure du béton de ces ouvrages étant parfois difficile à réaliser. En outre dans le cas de silos destinés au stockage de produits alimentaires, l'emploi de CLK-CEM III/C peut être controversé (voir §1.18 « réservoirs alimentaires »). Lorsque les parois des silos sont soumises à un frottement important, le choix peut se porter sur le ciment alumineux fondu CA du fait de ses qualités de résistance à l'usure.

Les silos destinés au stockage de nitrates d'ammonium ne doivent pas être réalisés en béton de ciment alumineux fondu en raison des risques de dégradation par corrosion du béton, il en est de même pour ceux destinés au stockage de produits alcalins tels que la potasse ou la soude, en raison de l'attaque chimique (hydrolyse alcaline).

À préciser que, quel que soit le ciment, une protection extérieure est indispensable pour résister aux effets de corrosion provoqués par les nitrates faute de quoi la ruine du béton peut être rapide.

1.22 Sols industriels et agricoles

Le ciment alumineux fondu CA, le ciment CLC-CEM V/A ainsi que les ciments pauvres en chaux CLK-CEM III/C, CHF-CEM III/B peuvent être utilisés dans la réalisation de sols susceptibles d'être en contact avec :

- des jus sucrés, cas des raffineries, des sucreries, des confitureries ;
- des eaux industrielles de ruissellement, cas des dallages ou caniveaux dans les teintureries ;
- des eaux provenant d'installations agricoles, cas des aires de stabulation que ce soit dans les porcheries ou les étables, des fosses...

Dans le cas de sols souillés par des huiles végétales ou des huiles et graisses animales, cas des usines traitant les arachides, les olives, les tournesols, le ciment alumineux fondu CA qui ne libère pas de chaux et ne risque pas de provoquer de phénomène de saponification convient particulièrement.

Le ciment CLC-CEM V/A présente un bon comportement en présence d'eaux industrielles, d'eaux usées et d'une façon générale en présence de milieux agressifs (fosses, aires de stabulation, milieux agricoles...).

Dans le cas de sols ou d'ouvrages en contact avec des huiles minérales, des hydrocarbures, par exemple les sols de raffineries, d'ateliers mécaniques..., les ciments CPA-CEM I et CPJ-CEM II/A ou B, CHF-CEM III/A ou B peuvent être utilisés

À noter que le nettoyage des sols à l'aide de produits tels que de la soude ou du carbonate de soude attaque le ciment alumineux fondu CA, ainsi d'ailleurs que les autres ciments courants à plus longue échéance, ceci excluant totalement l'emploi de ciment alumineux fondu CA lorsqu'on envisage d'utiliser de tels produits de nettoyage.

Le ciment prompt CNP peut également être utilisé dans la réalisation des sols ou des chapes de bâtiments industriels où une corrosion du béton par le ruissellement d'eaux est à craindre, cas des laiteries, étables...

Avec les acides organiques ou minéraux dilués, cas des sols industriels de teinturerie, des revêtements intérieurs de séchoirs à parquet dans les scieries, des cheminées soumises à des vapeurs sulfureuses, des bacs d'électrolyse, des brasseries..., le ciment alumineux fondu CA assure un comportement correct du béton.

1.23 Solins de souches de cheminée

Pour éviter les risques de fissuration et un manque d'étanchéité entre la couverture d'un bâtiment réalisée en tuiles, ardoises ou autre matériau de couverture et les souches de cheminées ou autre ouvrage en saillie, utiliser :

- soit un mortier de chaux dosé à 250 à 350 kg, par m^3 de sable sec 0/3, de chaux NHL ou HL des classes 3,5 ou 5 ou de chaux XHA, classe 60 ou 100 ;
- soit un mortier bâtard dosé à 150 kg de ciment CPJ-CEM II/A 32,5 et 175 à 225 kg de chaux NHL 3,5, HL 3,5 ou XHA, par m^3 de sable sec 0/3 ;
- soit un mortier à maçonner MC dosé à 250 à 350 kg/m^3 de sable sec 0/3.

Ne pas utiliser de mortier de ciment pur comme liant.

1.24 Traitement des sols

Le traitement de certains sols peut être effectué avec du ciment CLK-CEM III/C. Il existe aussi plusieurs liants spéciaux proposés par différents fabricants de ciments pour le traitement des sols, la réalisation de graves hydrauliques ou de bétons compactés au rouleau..., chacun de ces produits (dont l'énumération ne peut être faite dans le cadre de cet ouvrage), répondant à un besoin particulier précis.

Indépendamment de ces produits spécifiques, le traitement d'un sol dans l'optique de l'assécher et/ou d'en améliorer les caractéristiques géotechniques, peut être réalisé par malaxage *in situ* des éléments fins, soit avec 3 à 5 % de chaux NHL, CAEB ou encore, dans le cas de sols fins argileux ou alluvionnaires argileux gorgés d'eau, de chaux vive, soit avec un ciment courant de classe peu élevée, à raison de 20 à 50 kg/m^2 pour un traitement sur une épaisseur de 25 à 30 cm.

1.25 Tuiles de faîtage

Le scellement des tuiles de faîtage doit être réalisé en mortier bâtard avec des dosages identiques à ceux indiqués pour les solins de souches de cheminées, § 1.23.

1.26 Tunnels

Les mêmes liants que ceux préconisés pour les travaux de fondations sont à utiliser, le choix dépendant également de la technique de mise en œuvre (voir §1.10 « fondations » et § 3.3 « bétons projetés » du présent chapitre, ainsi que chapitre IV « choix du ciment en fonction de l'environnement »).

2. CHOIX DES CIMENTS EN FONCTION DU TYPE DE BÉTON

2.1 Bétons architectoniques

Les bétons blancs ou colorés à l'aide de pigments et dont les parements doivent rester apparents pour valoriser le parti architectural, doivent être confectionnés avec des

ciments blancs CPA-CEM I 52,5 ou 52,5 R ou CPJ-CEM II/A (L) 42,5 blancs. Les granulats doivent être choisis en conséquence, notamment le sable dont les éléments inférieurs à 0,5 mm ont une influence sur la coloration finale (voir chapitre III § 1.3). La teinte des gravillons n'a d'incidence que lorsque la surface subit un traitement ultérieur tel que polissage, bouchardage...Par contre la constance des gâchées en composition, temps de malaxage, nature des granulats, temps de décoffrage doit être rigoureuse pour éviter toute variation de teinte en cours de coulage.

Les pigments, oxydes métalliques ou de synthèse peuvent se présenter sous forme liquide, en poudre ou en granulés. Cette dernière forme génèrant moins de poussière que les poudres. Leur dosage est en général de 1 à 3 % du poids du ciment.

2.2 Bétons armés

D'une façon générale, à l'exclusion des ciments à maçonner CM et des chaux de quelque type qu'elles soient qui présentent des caractéristiques mécaniques insuffisantes, tous les types de ciments courants peuvent être utilisés dans la confection de béton armé. Le choix de leur nature est généralement fonction de l'environnement ou de spécificités particulières, leur classe étant liée aux contraintes auxquelles l'ouvrage est soumis.

Le ciment prompt naturel CNP peut également être utilisé si son début de prise est retardé.

Les dosages minimaux à respecter, définis dans différents documents réglementaires (Fascicule 65-A, DTU 21, norme P 18-305...), sont résumés dans le tableau ci-après, en rappelant que « *D* » est la dimension maximale en mm des granulats utilisés :

Nature de l'environnement	Dosage minimal en kg/m^3
Béton armé exposé à un milieu sans agressivité particulière	$C \geqslant \frac{550}{\sqrt{5}\,D}$
Béton armé exposé à un milieu sans agressivité particulière, mais comportant un parement fin	$C \geqslant \frac{600}{\sqrt{5}\,D}$
Béton armé exposé à des conditions agressives sévères, comme eau de mer, bord de mer, eaux séléniteuses, bétonnage sous l'eau	$C \geqslant \frac{700}{\sqrt{5}\,D}$

La norme P 18-305 « béton – béton prêt à l'emploi » indique les dosages minimaux suivants en ciment ou en liant équivalent (voir chapitre IV § 2.2, la signification de liant équivalent et Ch XI § 5.3 les notions de ce qu'est un liant équivalent), dans le cas du béton armé, en fonction de l'environnement et pour des granulats de 20 mm :

- 260 kg/m^3 pour des ouvrages édifiés dans un environnement sec ;
- 280 kg/m^3 dans le cas d'environnement humide avec possibilité de gel modéré ;
- 310 kg/m^3 lorsque le béton peut être humide et soumis à un gel de – 10 °C pendant plus de 10 jours ;

- 330 kg/m^3 dans le cas de béton humide soumis à gel et pour lequel il y aura emploi de sels de déverglaçage, ou pour des ouvrages immergés dans la mer avec risque de gel faible ou encore pour des ouvrages situés dans un environnement faiblement agressif chimiquement ;
- 350 kg/m^3 pour des bétons situés à la mer dans des zones de marnage et risque de gel faible ou sans marnage mais avec gel de – 10 °C ou encore dans un environnement moyennement agressif ;
- 385 kg/m^3 dans un environnement fortement agressif.
  (Dans le cas d'utilisation de granulats de dimensions autres que 20 mm, les dosages précédents sont à augmenter de 5 % si D = 16 mm, de 10 % si D = 12,5 mm et à diminuer de 5 % si D = 25 mm.)

Les différents documents normatifs indiquent des valeurs du même ordre de grandeur suivant les classes d'exposition, valeurs non reprises dans ce paragraphe mais que l'on pourra examiner Chapitre IV, paragraphe 2.3, en rappelant qu'il s'agit de dosages minimaux.

2.3 Bétons maigres

Réalisés généralement avec des ciments de caractéristiques mécaniques peu élevées, le choix, en dehors de nécessités particulières dues à l'environnement, peut se limiter, si la résistance à obtenir est faible, à un ciment CPJ-CEM II/B 32,5, ou à un ciment à maçonner MC ou encore une chaux hydraulique XHA 60 ou 100, HL ou NHL 3,5 ou 5, les dosages étant généralement faibles, c'est à dire de l'ordre de 100 à 200 kg/m^3.

Il est déconseillé de choisir des ciments des classes 42,5 et 52,5.

2.4 Bétons de grande masse

Le choix doit être orienté vers des ciments ayant une faible chaleur d'hydratation d'où *a priori* élimination des ciments des classes 52,5, des classes « R » et du ciment alumineux fondu CA.

Donc le choix se portera sur des ciments présentant l'une des caractéristiques CP1 ou CP2 dans le cas d'utilisation de CPA-CEM I ou CPJ-CEM II, ainsi que sur les ciments CHF-CEM III/A ou B de la classe 32,5 – CLK-CEM III/C 32,5 et CLC-CEM V 32,5.

Les ciments Portland CPA-CEM I ou CPJ-CEM II dont la composition chimique du clinker fait apparaître un fort pourcentage de C_3A sont à éviter. Par ailleurs les compositions des bétons doivent limiter les dosages en liant. Pour les massifs et les piles de fortes sections, les dosages en ciment sont pratiquement toujours inférieurs à 300 kg/m^3, les moyennes se situant vers 250 kg/m^3.

Pour les bétons de barrages, EDF a établi pour ce type d'ouvrages des spécifications particulières dont il est recommandé de se rapprocher.

2.5 Bétons à hautes et tres hautes performances

Les ciments les mieux adaptés à la confection de bétons hautes performances pour lesquels la résistance doit être voisine à 60 MPa à 28 jours, sont les ciments CPA-CEM I des classes 52,5 ou 52,5 R et CPJ-CEM II/A 52,5 ou 52,5 R avec emploi de superplastifiant réducteur d'eau.

Dans le cas des bétons à très hautes performances dont la résistance à 28 jours est égale ou supérieure à 60 MPa, il est nécessaire d'utiliser soit un CPA-CEM I 52,5 auquel on ajoute habituellement des fumées de silice en plus d'un adjuvant superplastifiant réducteur d'eau, soit un ciment CPJ-CEM II/A 52,5 (D) comportant d'origine des fumées de silice dans un pourcentage n'excédant pas 10 %. On peut également utiliser d'autres ultra-fines telles que certaines pouzzolanes ultra fines, du kaolin..., dont les surfaces spécifiques sont proches de celle des fumées de silice.

À noter que l'emploi de CPJ-CEM II/A (D) particulièrement adapté à cet emploi ne dispense pas de l'ajout d'un superplastifiant réducteur d'eau. Les dosages sont généralement compris entre 400 et 450 kg/m^3, voire 480 kg/m^3, le rapport E/C étant de l'ordre de 0,30 ou moins (le fascicule 65-A indique un E/C obligatoirement inférieur à 0,40).

Les ciments CPJ-CEM II/A ou B 42,5, CHF-CEM III/A ou B, CLK-CEM III/C ou CLC-CEM V permettent plus difficilement de réaliser des bétons à hautes résistances.

Les bétons à hautes performances sont examinés au chapitre des bétons spéciaux de cet ouvrage (Chapitre XIII § 1), dans lequel sont indiquées leurs principales caractéristiques ainsi que les dispositions à prendre pour leur confection.

2.6 Bétons précontraints

L'exécution des bétons précontraints peut être réalisée par post-tension, par pré-tension, avec ou sans traitement thermique, ou par précontrainte extérieure, chacune de ces éventualités devant être prise en compte dans le choix du liant à utiliser.

Dans le cas de confection d'éléments précontraints de dimensions importantes ou de fortes sections, le retrait peut être à l'origine de fissurations, d'où l'intérêt de choisir des ciments dont la chaleur d'hydratation est faible.

D'une façon générale, pour les travaux particuliers, il n'existe pas de règles impératives pour le choix du ciment à utiliser, si ce n'est qu'il est toujours recommandé d'éviter les liants présentant une forte chaleur d'hydratation surtout en l'absence de traitement thermique. Par contre pour les travaux exécutés dans le cadre des marchés publics, les ciments doivent être choisis parmi ceux agréés pour le béton précontraint et dont la liste est publiée annuellement, comme il est rappelé dans le cahier des clauses techniques applicables aux marchés publics de travaux (fascicule 65-A et son additif), ou tout au moins être choisis parmi ceux possédant l'une des caractéristiques CP1 ou CP2, c'est à dire ayant une chaleur d'hydratation inférieure à 230 J/g à

12 heures, une teneur limitée en soufre des sulfures (inférieure à 0,50 % de la masse du ciment, pourcentage porté à 0,7 dans la norme à paraître courant 1998, pour les CP1 et à 0,20 % pour les CP2) et un pourcentage total d'ions chlore susceptibles d'être solubilisés dans le béton inférieur à 0,10 %. Par ailleurs, dans le cas d'éléments traités thermiquement il est nécessaire de s'assurer que les différentes livraisons de ciment sont bien homogènes et proviennent de la même origine.

Enfin il faut rappeler que la classe choisie pour un ciment doit être fonction des résistances nécessaires à un âge donné, correspondant par exemple à la mise en tension des aciers. Un dosage élevé avec une classe de résistance plus faible peut en effet donner des résistances identiques à celles obtenues avec un ciment de classe élevée et un dosage plus faible, le choix entre les deux possibilités devant prendre en compte les autres paramètres en particulier les délais de mise en précontrainte ou en service.

En conséquence, les ciments à utiliser sont à choisir dans les listes suivantes compte tenu des particularités de mise en œuvre :

2.6.1 *Précontrainte par post-tension sans traitement thermique*

D'une façon générale les ciments employés ne doivent pas présenter de montée rapide de la chaleur d'hydratation pendant les premières heures :

- CPA-CEM I 52,5 de caractéristique CP1 ;
- CPA-CEM I 42,5 et 42,5 R de caractéristique CP1 ;
- CPJ-CEM II/A ou B 52,5 de caractéristique CP1 ;
- CPJ-CEM II/A ou B 42,5 et 42,5 R de caractéristique CP1 ;
- CLC-CEM V/A 32,5 de caractéristique CP1 et un taux de chlorure limité à 0,10 %;
- CPJ-CEM II/A ou B 32,5 R de caractéristique CP1.

Il est à noter que pour ces 2 ciments de classe 32,5, bien que pouvant être utilisés pour la confection d'ouvrages précontraints, leurs caractéristiques mécaniques étant nettement moins performantes que celles des classes supérieures, ils doivent être considérés comme inadaptés à ce type d'ouvrages et ne sont à envisager que lorsqu'on ne dispose pas de classe plus élevée et à la condition d'utiliser un dosage plus élevé pour compenser leur faible performance.

2.6.2 *Précontrainte par pré-tention sans traitement thermique*

- CPA-CEM I 52,5 de caractéristique CP2 ;
- CPA-CEM I 42,5 et 42,5 R de caractéristique CP2 ;
- CPJ-CEM II/A ou B 52,5 de caractéristique CP2 ;
- CPJ-CEM II/A ou B 42,5 et 42,5 R de caractéristique CP2.

2.6.3 *Précontrainte par pré-tension avec traitement thermique*

- CPA-CEM I 52,5 et 52,5 R ;
- CPA-CEM I 42,5 et 42,5 R ;
- CPJ-CEM II/A ou B 52,5 et 52,5 R ;
- CPJ-CEM II/A ou B 42,5 et 42,5 R.

2.6.4 *Précontrainte externe*

Les ouvrages précontraints par précontrainte externe peuvent être réalisés avec tous types de ciments susceptibles d'atteindre les caractéristiques mécaniques nécessaires.

De même que pour tous les ouvrages à base de liants hydrauliques, la protection contre la dessiccation doit être assurée sitôt après coulage pour les surfaces libres ou après décoffrage pour les autres surfaces.

Le fascicule 65-A spécifie en outre pour les bétons précontraints en général, que le dosage minimal doit être égal à $C \geq \frac{700}{\sqrt[5]{D}}$, en appelant D la dimension maximale des granulats en mm, ce qui correspond à un minimum de 385 kg/m^3 de ciment pour des bétons confectionnés avec des granulats de 20 mm.

2.7 Bétons de propreté

Le type de ciment à utiliser dépend essentiellement du degré d'agressivité des différents agents contenus dans le sol, ou en solution, dans la zone d'édification de l'ouvrage. Le fascicule de documentation P 18-011 « bétons – classification des environnements agressifs » précise les 4 classes d'agressivité à prendre en compte dans le choix du ciment, les paragraphes 2.1.1 à 2.1.4 du chapitre IV précisant, suivant chacun des cas, le type de ciment à utiliser.

Les chaux hydrauliques artificielles XHA peuvent également être utilisées pour ce type d'ouvrage, à la condition de vérifier leur compatibilité avec le milieu ambiant.

Le DTU 13-11 relatif aux fondations superficielles indique que le dosage en ciment pour un béton maigre de propreté doit être au minimum de 150 kg/m^3.

2.8 Bétons réfractaires

Les bétons classiques, confectionnés avec des ciments courants, en général, ne résistent pas à des températures supérieures à 300 °C. Lorsque la température excède cette valeur les bétons soumis à la chaleur doivent être confectionnés avec du ciment alumineux qui, suivant les températures auxquels ils sont exposés, comportera un taux d'alumine plus ou moins élevé, ainsi qu'avec des granulats dont la nature doit être fonction de l'importance de ces températures. Les ciments seront soit du ciment alumineux fondu CA à 40 % d'alumine, soit des ciments alumineux à taux plus élevé d'alumine (50, 60, 70 ou 80 %), en sorte que suivant le liant et le type de granulats associé, il est possible de réaliser des bétons résistant jusqu'à des températures de 2 000 °C.

Nous indiquons dans le tableau ci-après, établi par le fabricant de ces différents liants, les types de granulats et le pourcentage moyen d'alumine que doit comporter le ciment pour assurer la tenue de la face du béton qui est exposée à des températures comprises entre 500 et 2 000 °C. Il y a lieu de noter à ce sujet que si toute la masse de béton réfractaire est à une température uniforme, c'est à dire sans possibilité d'avoir une face refroidie contribuant à l'évacuation de la chaleur vers l'extérieur, les températures limites indiquées doivent être sensiblement abaissées :

Température en °C	Type de ciment	Type de granulats
500	alumineux fondu	sable siliceux
800	alumineux fondu	basalte, trapp, granit ou laitier de haut-fourneau
1 000	alumineux fondu	briques rouges concassées,
1 150	alumineux fondu	Alag, briques concassées à 35 % d'Al_2O_3
1 250	alumineux fondu	chamotte à 42/44 % d'Al_2O_3
1 300	alumineux fondu	briques concassées à 42/44 % d'Al_2O_3 chamotte à 42/44 % d'Al_2O_3
1 350	alumineux fondu	sillimanite, gibbsite calcinée
	ciment à 50 % d'Al_2O_3	briques concassées à 42/44 % d'Al_2O_3 chamotte à 42/44 % d'Al_2O_3
1 400	alumineux fondu	corindon brun
	ciment à 50 % d'Al_2O_3	chamotte à 42/44 % d'Al_2O_3
1 450	ciment à 50 % d'Al_2O_3	sillimanite gibbsite calcinée
	ciment à 70 % d'Al_2O_3	briques concassées à 42/44 % d'Al_2O_3 chamotte à 42/44 % d'Al_2O_3
1 500	ciment à 70 % d'Al_2O_3	chamotte à 42/44 % d'Al_2O_3
1 525	ciment à 80 % d'Al_2O_3	chamotte à 42/44 % d'Al_2O_3
1 550	ciment à 50 % d'Al_2O_3	corindon brun
	ciment à 70 % d'Al_2O_3	sillimanite, gibbsite calcinée
1 575	ciment à 80 % d'Al_2O_3	sillimanite, gibbsite calcinée
1 650	ciment à 70 % d'Al_2O_3	corindon brun
1 750	ciment à 80 % d'Al_2O_3	corindon brun
1 800	ciment à 70 % d'Al_2O_3	corindon blanc, alumine tabulaire
1 900	ciment à 80 % d'Al_2O_3	corindon blanc
2 000	ciment à 80 % d'Al_2O_3	alumine tabulaire

À noter que ces bétons peuvent être mis en place par coulage et vibration après malaxage classique, ou par projection. Leurs principaux emplois sont la construction de cheminées, de carneaux de cheminées, de sols d'usines sidérurgiques, de parties de fours...

Le chapitre XIII § 9 sur les bétons spéciaux précise un certain nombre de renseignements complémentaires.

3. CHOIX DES CIMENTS EN FONCTION DU TYPE DE MISE EN ŒUVRE

3.1 Bétons étuvés

Dans le choix des ciments pour bétons étuvés, on peut englober les bétons auxquels un traitement thermique est appliqué en vue d'accélérer le durcissement, les

techniques utilisées pouvant ne pas procéder de l'étuvage proprement dit mais de l'utilisation de moyens tels ceux permettant au béton de conserver la chaleur dégagée par la réaction d'hydratation du ciment grâce au calorifugeage des moules ou des coffrages, ou bien par chauffage interne ou externe après coulage...

Les ciments à recommander doivent présenter une chaleur d'hydratation élevée, mais lorsque l'on procède par étuvage proprement dit, compte tenu des cycles de chauffage réglés en fonction de la réaction exothermique du ciment, il est impératif que la chaleur d'hydratation soit homogène d'une livraison à l'autre.

Les ciments à privilégier sont les CPA-CEM I et les CPJ-CEM II/A des classes 52,5 – 52,5 R ou éventuellement 42,5 R, à forte réaction exothermique, présentant des teneurs en C_3A et C_3S élevées.

Compte tenu de leur sensibilité à la dessiccation, les ciments CHF-CEM III/A ou B et CLC-CEM V/A ne sont pas adaptés, les ciments CLK-CEM III/C ne devant pas être envisagés.

Outre le choix des ciments, il est nécessaire de composer des bétons pour lesquels le E/C est faible, ce résultat pouvant être atteint, pour conserver une bonne maniabilité, par emploi d'adjuvants plastifiants ou superplastifiants réducteurs d'eau. Il peut être également avantageux dans le cas de confection de pièces massives d'utiliser des bétons chauds dont la température, à la mise en place, est de l'ordre de 25 à 30 °C maximum.

Les dispositions à prendre concernant la montée en température et les caractéristiques particulières de ces bétons sont étudiées chapitre XIII § 7.

3.2 Bétons pompés

Tous les ciments, à l'exception du ciment prompt CNP peuvent convenir pour la mise en œuvre du béton par pompage. La norme P 18-504, relative à la mise en place des bétons de structure, recommande d'éviter les ciments à prise rapide et d'utiliser un adjuvant retardateur par temps chaud.

Le dosage doit être tel que les éléments inférieurs à 0,16 mm, c'est à dire ciments + fines, soient au minimum de 360 kg/m^3. La plasticité mesurée au cône d'Abrams doit se situer entre 8 et 12 cm et l'emploi d'un plastifiant réducteur d'eau est recommandé pour assurer une bonne maniabilité et éviter le ressuage.

Concernant les granulats, ils est recommandé qu'ils soient durs, de préférence roulés et avoir un coefficient d'absorption inférieur à 3, la norme indiquant les fuseaux granulométriques conseillés pour des bétons de dimensions « D » de 12,5 – 20 – et 31,5 mm.

L'emploi de pompes à piston, de plus en plus fréquent pour éviter l'attrition des granulats et l'essorage du béton, permet des débits, suivant les matériels, allant de 7 à 160 m^3/h et au delà. Dans les cas usuels, la distance maximale horizontale est de l'ordre de 300 à 400 mètres et la distance verticale de 100 mètres, mais des distances

nettement supérieures sont possibles avec des matériels spécifiques et des compositions de béton adaptées. Parmi les précautions il y a lieu de rappeler que si « D » est la dimension maximale des granulats et Ø le diamètre des canalisations il est nécessaire que $D \leqslant 0{,}25\ Ø$, avec $D \leqslant 25$ mm, qu'il y ait à la sortie de la pompe une partie droite d'au moins 4 m et que les canalisations soient protégées ou arrosées par temps chaud.

On se reportera au chapitre XI § 4, « Fabrication, et Transport des bétons » traitant du pompage des bétons.

3.3 Bétons projetés

La mise en œuvre du béton projeté peut être effectuée par voie sèche ou par voie mouillée avec flux dense ou dilué (voir chapitre XIII paragraphe 11).

- Dans la technique de projection par voie sèche, la totalité des ciments, à l'exclusion des ciments à maçonner CM pur en raison de leurs faibles caractéristiques mécaniques, peut être utilisée (il peut cependant être envisagé l'emploi de CM en mélange avec d'autres ciments ou sous forme de mortier pour certains travaux pour lesquels on veut réduire les risques de fissuration). Le dosage doit être de l'ordre de 450 kg/m^3, quantité pouvant être diminuée d'environ 50 kg/m^3 lorsque la composition du béton prévoit l'ajout de cendres volantes. Compte tenu des risques de fissuration, il est préférable de choisir des ciments des classes 42,5 et 32,5. Lorsque le ciment est du ciment prompt naturel CNP, il est nécessaire d'utiliser des sables secs pour éviter la perte d'une partie des caractéristiques mécaniques en raison d'un début d'hydratation du ciment par l'humidité du sable ; l'emploi de ce ciment se rencontre en particulier dans les projections en galeries, sur talus ou pour consolidation de parties de falaise, en particulier pour son aspect qui se marie bien avec la couleur de la pierre naturelle.

  Les chaux hydrauliques XHA, HL et NHL sont essentiellement utilisées sous forme de béton ou mortier bâtard et permettent d'augmenter le dosage en liant sans risque de fissuration, tout en évitant des résistances trop élevées susceptibles de provoquer la fragilisation de certains éléments.
- Dans le cas de mise en œuvre par le procédé de la voie mouillée, le ciment prompt naturel CNP ne doit pas être utilisé.

La norme NF P 95-102 indique l'ordre de grandeur des dosages en kg/m^3, nécessaire pour obtenir une compacité convenable, en différenciant le dosage à mettre effectivement en œuvre de celui du béton en place, ce dernier tenant compte de l'effet de rebond variable avec la technique utilisée :

Type de travail à exécuter	Teneur en ciment du béton en place	Dosage dans le procédé par voie sèche	Dosage dans le procédé par voie mouillée
Mortier de rejointoiement de maçonnerie	500	400	500
Réparation de surface	350	280	350
Réparation et renforcement de structure	450	360	450

Il est également possible d'ajouter un entraîneur d'air dont l'intérêt, outre une amélioration de la tenue au gel, est de faciliter le cheminement jusqu'à la lance du béton dans la technique de la voie mouillée. Enfin pour améliorer la ductilité du béton, on peut incorporer des fibres, l'incorporation étant faite à la sortie de la lance dans la technique de la voie sèche.

3.4 Coulis d'injection

Le fascicule 65 A précise que les ciments utilisés dans la confection des coulis d'injection de câbles de précontrainte qui sont constitués de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants spécifiques, doivent être des CPA-CEM I 42,5 ou 52,5 ne présentant pas de phénomène de fausse prise, ayant une teneur en ions chlore inférieure à 0,05 % et ne contenant ni ion soufre, ni aucun autre élément pouvant provoquer la corrosion des aciers. Il est possible dans un proche avenir que, dans le cadre de la normalisation européenne, les ciments CPJ-CEM II aux calcaires (L) soient autorisés, ce qui n'est actuellement pas le cas. Les adjuvants spécifiques commercialisés pour cet usage précis, doivent être conformes à la norme P 18-339 (adjuvants non expansifs pour coulis courants d'injection pour précontrainte) et les formulations de coulis doivent faire l'objet d'une homologation technique en particulier dans le cas d'ouvrages réalisés dans le cadre des marchés publics.

Les normes NF EN 446 et NF EN 447 relatives aux coulis pour câbles de précontraintes précisent les caractéristiques des coulis et les procédures d'injection.

3.5 Démoulage rapide

En l'absence de traitement thermique, il est préférable d'utiliser des ciments de classes élevées et de sous-classe R, tels CPA-CEM I 52,5 R ou 42,5 R, CPJ-CEM II/A 52,5 R ou CPJ-CEM II/A ou B 42,5 R. Le ciment alumineux fondu CA peut être utilisé en particulier dans les cas où ce type de ciment apporte, en plus de sa qualité de durcissement rapide, d'autres qualités nécessaires au bon comportement de l'ouvrage.

Le ciment prompt naturel CNP peut être utilisé avec un retardateur, seul ou en mélange avec du ciment blanc pour les petits éléments préfabriqués tels le mobilier urbain, ou pour les moulages décoratifs, en particulier pour la couleur et la finesse des parements qu'il procure.

3.6 Préfabrication

En préfabrication lourde ou légère, les ciments susceptibles d'être utilisés sont généralement des CPA-CEM I et CPJ-CEM II/A des classes 52,5 ou 42,5 éventuellement de caractéristique « R », ainsi que des ciments blancs. Toutefois le choix doit tenir compte de l'utilisation particulière de l'élément une fois fabriqué, c'est à dire de sa nature, de son environnement, notamment en raison des agressions éventuelles auxquelles il peut être soumis, de sa teinte par rapport aux autres éléments et enfin des caractéristiques de résistance qu'il doit présenter.

Les ciments CPA-CEM I 52,5 R ou 42,5 R et CPJ-CEM II/A 52,5 R ou 42,5 R avec cendres volantes, pouzzolanes ou laitier peuvent être préférés pour la fabrication de poutres ou poutrelles précontraintes par pré-tension ou post-tension non soumis à traitement thermique à la condition qu'ils satisfassent aux conditions complémentaires CP1 ou CP2 relatives au pourcentage maximal de teneur en soufre des sulfures qui ne doit pas dépasser 0,20 % pour le ciment et 0,50 % de la masse de ciment pour le béton.

Les mêmes types de ciment sont à choisir pour la fabrication des tuyaux spéciaux.

Les ciments CPA-CEM I 52,5 et 42,5 ou CPJ-CEM II/A des classes 52,5 – 42,5 et 32,5, CPJ-CEM II/B des classes 42,5 et 32,5, CHF-CEM III/A 52,5 – 42,5, CHF-CEM III/B 32,5, CLK-CEM III/C, CLC-CEM V/A peuvent être utilisés pour la préfabrication de mobilier urbain, clôtures, poteaux, bordures, éléments d'assainissement, éléments de dallage, pavés, chacun d'eux étant choisi en raison des qualités particulières qu'il présente pour l'usage envisagé. Le ciment alumineux fondu CA peut être utilisé lorsque des qualités particulières de résistance à la chaleur, à l'abrasion ou à certaines agressions sont nécessaires.

4. CHOIX DES CIMENTS EN FONCTION DE L'ENVIRONNEMENT

4.1 Eaux pures

Les bétons en contact avec des eaux de pluie, de l'eau distillée et d'une façon générale des eaux très pures, doivent être confectionnés avec des ciments ne libérant pas de chaux, d'où l'utilisation de ciment alumineux fondu CA, ainsi que de ciment CLK-CEM III/C ou de ciment prompt naturel CNP. Les ciments CHF-CEM III/A ou B et CLC-CEM V/A peuvent également être utilisés. Le fascicule 65 A rappelle que les travaux de bétons en présence d'eaux très pures nécessitent l'emploi de ciments adaptés, tels ceux à forte teneur en laitier.

À noter que la caractéristique « ES » n'apporte aucune garantie quant à la tenue vis-à-vis des eaux pures.

4.2 Eaux à haute teneur en sulfates

Les caractéristiques des ciments susceptibles d'être utilisés en présence d'eaux à haute teneur en sulfates sont spécifiées dans la norme XP P 15-319. Les paragraphes 2.1.1 à 2.1.4 du chapitre IV précisent les types de ciment à choisir en fonction de la plus ou moins forte agressivité des milieux où sont situés les ouvrages.

Nous renvoyons donc aux 4 paragraphes concernés qui distinguent les 4 cas suivants :

teneur en sulfates < à 600 mg/litre ;
teneur en sulfates comprise entre 600 et 1 500 mg/l ;
teneur en sulfates comprise entre 1 500 et 6 000 mg/l ;
teneur en sulfates dépassant 6 000 mg/l.

4.3 Eaux de mer

Les caractéristiques des ciments susceptibles d'être utilisés en présence d'eaux de mer ou d'embruns salins sont spécifiées dans la norme NF P 15-317. Le paragraphe 2.1.2 du chapitre IV indique les différents ciments à employer.

Il y a lieu de noter que la tenue du béton dans les zones de marnage nécessite, indépendamment de sa résistance à l'agressivité chimique conditionnée par le choix du ciment, la confection de bétons présentant le maximum de compacité. La porosité du béton provoque la dégradation par éclatement, d'une part pour les bétons armés en raison de la corrosion des aciers qui est d'autant plus rapide que le béton est plus poreux, d'autre part, aussi bien pour les bétons armés que pour les bétons non armés, en raison de l'éclatement progressif qui se produit en surface par suite du phénomène d'alternance de séchage et de mouillage qui provoque la cristallisation des sels et par suite l'éclatement du béton, indépendamment des risques de gel en hiver dont l'action est similaire.

4.4 Résistance à l'usure

Le ciment alumineux fondu CA offre une bonne résistance à l'usure dans toute l'épaisseur du béton, tout particulièrement avec des granulats synthétiques tels l'ALAG, d'où son intérêt pour la réalisation de sols soumis à des poinçonnements ou des frottements importants, cas de certains halls de montage, de sidérurgie. Les autres types de ciments peuvent être utilisés mais afin de répondre à l'exigence de résistance à l'usure, des dispositions particulières doivent être prises concernant les granulats et surtout la réalisation d'une chape rapportée, ou mieux incorporée, à base de granulats spéciaux type métalliques, corindon...

Les bétons à hautes performances présentent une résistance à l'abrasion très élevée et de ce fait offrent un intérêt certain.

5. COMPATIBILITÉ ENTRE BÉTON FRAIS ET BÉTON DURCI

D'une façon générale, à l'état durci, il n'y a pas de contre-indication pour couler un béton confectionné avec l'un quelconque des ciments commercialisés sur un support réalisé avec un autre ciment dont on ne connaît pas précisément la nature.

Dans le cas de bétonnage avec du ciment alumineux fondu CA, il est nécessaire d'éviter le contact direct du béton avec un support contenant des alcalins libérables. Lorsqu'un tel cas se présente, il convient d'interposer au préalable une fine couche de mortier réalisé avec un liant type CPA-CEM I, CPJ-CEM II ou autre, le bétonnage avec le ciment alumineux fondu pouvant ensuite s'effectuer normalement une fois la prise terminée.

6. COMPATIBILITÉ ENTRE CIMENTS DANS UN MÉLANGE

À l'état frais, les mélanges de ciments composés tels que les CPJ-CEM II ou les CHF-CEM III, CLK-CEM III ou CLC-CEM V mêlés entre eux ou avec des CPA-CEM I, ne présentent aucune incompatibilité, les propriétés du liant final ainsi obtenu étant proportionnelles aux pourcentages de ceux-ci dans le mélange. À noter cependant qu'en présence d'un milieu agressif, seules doivent être prises en considération les caractéristiques du liant le moins résistant par rapport au milieu.

Les mélanges des ciments précédents avec des chaux aériennes ou hydrauliques CAEB, CL, DL, XHN, XHA HL et NHL ou avec du ciment prompt naturel CNP donnent de bons résultats.

Par contre le mélange de ciment alumineux fondu CA avec un autre liant provoque une prise très rapide, voire instantanée dans le cas de certaines proportions, avec une diminution importante des caractéristiques mécaniques.

DEUXIÈME PARTIE

LES AUTRES CONSTITUANTS DU BÉTON

Chapitre VI

LES GRANULATS

On appelle « granulats » les matériaux inertes, sables graviers ou cailloux, qui entrent dans la composition des bétons. C'est l'ensemble des grains compris entre 0 et 125 mm dont l'origine peut être naturelle, artificielle ou provenant de recyclage. Ces matériaux sont quelquefois encore appelés « agrégats », cependant cette appellation est abandonnée depuis fort longtemps. Certains persistent à utiliser l'appellation « agrégats », vieil usage tout à fait impropre; en effet le dictionnaire donne la définition suivante :

Agrégat : réunion de substances diverses formant un tout non homogène.

Le béton, par exemple, est un agrégat de gravier sable et ciment, ce dernier jouant le rôle de matière d'agrégation.

Les spécifications auxquelles doivent satisfaire les granulats sont précisées dans la nouvelle norme XP P 18-540 d'octobre 1997 qui remplace les normes P 18-101 de décembre 1990 et P 18-541 de mai 1994. Cette norme regroupe les caractéristiques que doivent présenter en général les granulats destinés aussi bien à la confection de bétons hydrauliques, que ceux destinés à la confection des chaussées qu'il s'agisse de couches de fondation, de couches de roulement à base de liants hydrocarbonés ou hydrauliques, ou encore ceux destinés aux assises de voies ferrées ou à la réalisation de ballast, les spécifications étant fonction de chacune de ces utilisations.

Seules les spécifications des granulats destinés à la confection de béton sont indiquées par la suite.

Les granulats sont classés en plusieurs catégories avec des spécifications particulières pour chacune d'elles.

La catégorie A correspond aux granulats destinés à la confection de bétons de qualité tels que ceux destinés à la construction d'ouvrages d'art ou de bâtiments pour lesquels la résistance caractéristique Rc est supérieure ou égale à 35 MPa; éventuellement certaines caractéristiques des catégories B ou C étant tolérées.

Les granulats de catégorie B sont destinés à de bons bétons ainsi qu'à ceux pouvant être situés dans un environnement agressif ($3 - 4_b$ et 5_c), à la condition que leur coefficient d'absorption respecte les spécifications imposées aux granulats de catégorie A.

Les catégories C et D conviennent pour les bétons courants à la condition, dans le cas d'utilisation de granulats D, que seules 2 de leurs caractéristiques soient présentes et que les autres correspondent à celles de catégories supérieures, faute de quoi ils ne doivent pas être utilisés dans la confection de bétons courants.

Dans la suite de ce chapitre, nous indiquons les spécifications de la norme actuelle, mais pour certaines caractéristiques présentant des valeurs parfois différentes des documents antérieurs, et du fait que de nombreux cahiers des charges ou de règlements sont encore basés sur elles, nous avons rappelé lorsqu'il en était besoin les anciennes spécifications.

1. CLASSES GRANULAIRES

Les granulats sont classés en fonction de leurs grosseurs déterminées par criblage sur les tamis à mailles carrées dont la dimension intérieure est exprimée en millimètres.

On appelle « tamisat » la partie des granulats qui est passée à travers le tamis et « refus » la partie qui est restée sur le tamis.

Le terme « Granulat *d*/D » est réservé aux granulats dont les dimensions s'étalent de *d* pour les petits éléments à D pour les gros éléments.

La norme XP P 18-540 précise les appellations des différentes classes granulaires avec leurs caractéristiques dimensionnelles :

filler 0/D	pour « D » $<$ 2 mm et ayant au moins 70 % de grains passant au tamis de 0,63 mm ;
sablon 0/D	pour « D » $\leq$ 1 mm et avec moins de 70 % de grains passant au tamis de 0,63 mm ;
sable 0/D	lorsque « D » est tel que : 1 mm $<$ D $\leq$ 6,3 mm ;
graves 0/D	lorsque « D » $>$ 6,3 mm ;
gravillons d/D	lorsque « d » $\geq$ 1 mm et « D » $\leq$ 125 mm ;
ballast d/D	lorsque « d » $\geq$ 25 mm et « D » $\leq$ 50 mm.

La classe des granulats est définie par tamisage au travers d'une série de tamis dont les mailles ont les dimensions suivantes en mm :

0,063 – 0,08 – 0,10 – **0,125** – 0,16 – 0,2 – **0,25** – 0,315 – 0,4 – **0,5** – 0,63 – 0,8 – **1** – 1,25 – 1,6 – **2** – 3,15 – **4** – 5 – 6,3 – **8** – 10 – 12,5 – 14 – **16** – 20 – 25 – **31,5** – 40 – 50 – **63** – 80 – 100 – **125.**

Les tamis dont les dimensions sont soulignées et notées en gras correspondent à la série de base préconisée par le CEN (NF EN 933-2) ; de ce fait, lors d'une étude granulométrique, ils doivent être utilisés en plus de tout autre tamis nécessaire à l'établissement de la courbe.

Les classes granulaires commercialisées par les fabricants doivent respecter certaines limites précisées par la norme qui, à cette fin, indique des valeurs spécifiées inférieures V_{SI} et supérieures V_{SS}, ainsi que des limites inférieures Li et supérieures Ls.

La nouvelle norme NF EN 933.1 qui décrit la méthodologie de l'analyse granulométrique indique que le tamisage doit être fait par lavage suivi d'un tamisage à sec. Toutefois il faut reconnaître, ainsi d'ailleurs que l'indique la norme, que dans les cas les plus fréquents pour ne pas dire généraux, lorsque les granulats ne comportent pas de particules agglomérées entre elles, on peut procéder au seul tamisage à sec.

2. COURBES GRANULOMÉTRIQUES

On trace la courbe granulométrique sur un graphique comportant en ordonnée le pourcentage des tamisats sous les tamis dont les mailles D sont indiquées en abscisse selon une graduation logarithmique ; la suite des valeurs de D est une progression géométrique de raison.

$$\sqrt[10]{10} \simeq 1{,}25$$

(À noter que le rapport 2 entre les mailles successives pour les sables correspond aux graduations de 3 en 3 car $\left(\sqrt[10]{10}\right)^3 \simeq 2$).

Par exemple pour le tracé de la courbe granulométrique d'un sable 0/5, on pèse une certaine quantité (après séchage) soit 2 kg par exemple :

Le poids des tamisats successifs permet de déterminer les pourcentages du tamisat (tableau 6-1) correspondant à chacun des tamis utilisés.

Tableau 6-1

Résultats d'une analyse granulométrique
correspondant au sable « normal » de la fig. VI-1

Maille des tamis	Tamisats	
	en poids	en %
D = 8 mm	2 000 g	100
D = 5 mm	1 980 g	99
D = 2,5	1 800 g	90
D = 1,25	1 600 g	80
D = 0,63	1 240 g	62
D = 0,315	740 g	37
D = 0,16	300 g	15
D = 0,08	40 g	2

La courbe correspondant à ce sable normal, est représentée sur le graphique ci-après (fig. VI-1) sur lequel ont été également portées les courbes de sables très fins et grossiers ainsi que celles de graviers. La forme des courbes granulométriques apporte les renseignements suivants :

- les limites *d* et D du granulat en question ;
- la plus ou moins grande proportion d'éléments fins ; par exemple la courbe située au-dessus de celle du sable normal correspond à un sable à majorité de grains fins et c'est l'inverse pour celle située en dessous. En effet, ces trois sables sont des sables 0/5 mm mais les proportions de grains fins (< 0,5 mm par exemple) sont pour chacun d'eux : 25 %, 45 % et 60 % ;
- la continuité ou la discontinuité de la granularité ; par exemple, les courbes de sables sont continues mais la courbe du gravier 5/31,5 présente une discontinuité ; en effet le palier s'étendant de 10 à 20 mm signifie que le granulat en question ne contient pas de grains compris entre 10 et 20 mm.

3. FORME DES GRANULATS – COEFFICIENT D'APLATISSEMENT (norme NF P 18-561)

La forme des granulats a une incidence sur la maniabilité du béton, la forme la plus souhaitable se rapprochant de la sphère ; une mauvaise forme (aiguilles, plats) nécessite une quantité d'eau plus élevée et peut provoquer des défauts d'aspect.

La forme d'un granulat est définie par :

- sa longueur L,
- son épaisseur E qui est le plus petit écartement d'un couple de plans tangents parallèles,
- sa grosseur G.

Le coefficient d'aplatissement « A » qui caractérise donc la forme des granulats à partir de leur plus grande dimension et de leur épaisseur est par définition le pourcentage d'éléments tels que G/E > 1,58, (G représentant en fait la dimension de la maille carrée minimale au travers de laquelle passe l'élément). Le coefficient « A » est déterminé par un double tamisage, d'abord au travers de la série de tamis à mailles carrées utilisée pour l'étude de la granulométrie, puis par un second tamisage des refus retenus sur les différents tamis sur une série de grilles à fentes parallèles, le rapport entre les dimensions des tamis et des grilles étant de 1,58.

L'ancienne norme P 18 541 spécifiait que la valeur du coefficient d'aplatissement doit être : A ≤ 30 %.

La nouvelle norme a remplacée le terme valeur maximale en % par « Vss » signifiant « Valeurs spécifiées supérieures », et indique les pourcentages ci-après fonction de la catégorie des granulats :

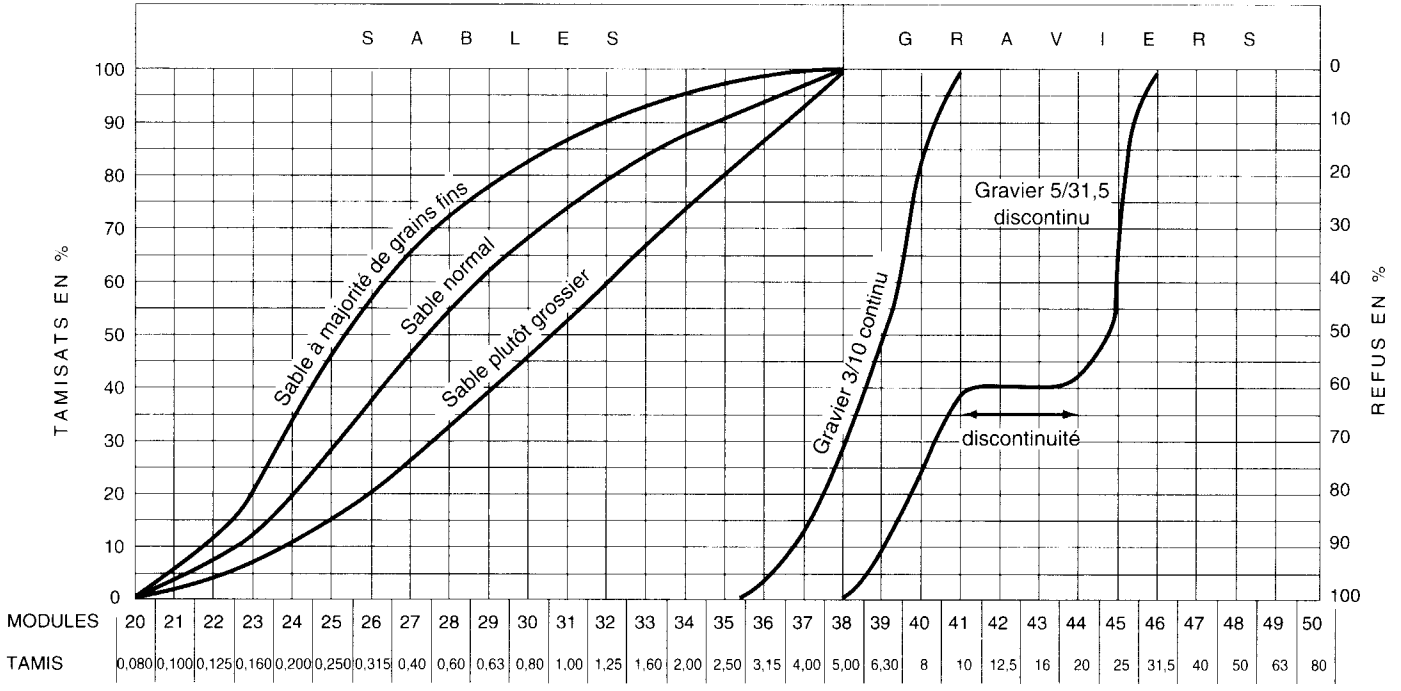


Fig. VI-1 – Graphique et courbes granulométriques.

Catégorie	Vss
A	20
B	30
C	30
D	40

Il était admis antérieurement que pour les bétons d'ouvrage d'art de résistance caractéristique $f_{ck} \geqslant 36$ MPa ou pour les bétons de bâtiments de $f_{ck} \geqslant 60$ MPa, le coefficient d'aplatissement devait être $\leqslant 20$ % pour les granulats de « D » > 10 mm et $\leqslant 25$ % pour ceux de « D » $\leqslant 10$ mm.

4. PROPRETÉ

La norme prohibe les impuretés telles que le charbon, les scories, le mâchefer, les déchets de bois, brindilles, feuilles mortes, débris végétaux, les débris de plastique, algues, etc., dont le pourcentage doit être inférieur à 0,1 %.

De même les granulats ne doivent pas contenir d'hydrocarbures, d'huiles végétales ou de matières organiques.

Pour la propreté des gravillons, il convient d'éviter surtout la présence de la gangue argileuse ou des poussières qui risquent de compromettre l'adhérence du mortier sur les graviers et par voie de conséquence de diminuer la résistance.

L'essai de propreté consiste donc à déterminer le pourcentage d'éléments $< 0{,}5$ mm, conformément à la norme P 18-591, que ces éléments soient simplement mélangés ou adhérents à la surface des grains.

La propreté, c'est-à-dire le pourcentage de matières, vase et argile, éliminées lors de l'essai doit être $\leqslant 1{,}5$ % dans le cas de gravillons n'ayant pas subi de concassage, valeur portée à 3 pour les gravillons de roches massives ou provenant d'extraction alluvionnaire ou marine d'indice de concassage « IC » $\geqslant 50$ si $VB_F \leqslant 10$, VB_F étant la valeur de bleu sur le 0/0,125 exprimé en g/kg (l'indice de concassage « IC » est le pourcentage d'éléments $>$ au « D » du granulat élaboré contenu dans le matériau d'origine soumis au concassage).

Pour les sables, la propreté est contrôlée par l'essai dit « Équivalent de Sable » (E.S.) dont le principe est rappelé ci-après.

On agite une certaine quantité de sable dans une solution lavante (cette solution contient 111 g de chlorure de calcium anhydre, 480 g de glycérine et 12 g de formaldéhyde pour 40 l d'eau) (l'opération se fait suivant un processus très exactement défini par la norme NF P 18-598); puis on laisse reposer : la hauteur du dépôt de sable visible étant h_1, celle de la hauteur totale y compris le floculat h_2 (fines en suspension), l'équivalent de sable est :

$$\text{E.S.} = 100 \frac{h_1}{h_2}.$$

La hauteur du dépôt de sable h_1 peut se mesurer à l'aide d'un piston lesté que l'on dépose doucement sur le sable après avoir lu la hauteur h_2 du floculat. Mais dans le cas des sables à béton relativement propre, la limite floculat-sable se repère toujours facilement pour pouvoir se contenter d'une lecture à vue pour h_1 comme pour h_2.

Théoriquement les limites extrêmes des valeurs de E.S. seraient :

- pour le sable pur (pas de floculat) $h_1 = h_2$ ..... E.S. = 100,
- pour l'argile pure (pas de dépôt de sable) $h_1 = 0$ ..... E.S. = 0.

La valeur optimale de l'équivalent de sable (mesurée à vue sans l'aide d'un piston) est comprise entre 70 et 80, dans le cas des sables silico-calcaires tout au moins et ne contenant que peu de fines argileuses nocives dont la faible importance doit alors être confirmée par l'Essai « au bleu » (norme NF P 18-592).

L'ancienne norme P 18-541 spécifiait les valeurs suivantes :

- ESV $\geqslant$ 75 valeur ramenée à 65 pour les sables broyés ou concassés,
- ESP $\geqslant$ 70 valeur ramenée à 60 pour les sables broyés ou concassés.

Dans le cas où ces valeurs ne sont pas atteintes, le sable peut cependant être considéré comme satisfaisant si la valeur de bleu de méthylène est : VBta $\leqslant$ 1.

De même pour la construction d'ouvrages d'art pour lesquels la résistance caractéristique du béton est supérieure à 36 MPa ou pour des bétons de Rc $>$ 60 MPa; les valeurs exigées pour l'équivalent de sable sont respectivement :

- ESV $\geqslant$ 80 valeur ramenée à 75 pour les sables broyés ou concassés,
- ESP $\geqslant$ 75 valeur ramenée à 70 pour les sables broyés ou concassés.

Par ailleurs le fascicule 65 A du ministère de l'Équipement du Logement et des Transports, relatif à l'exécution des ouvrages de génie civil en béton armé ou précontraint, considère deux cas :

- bétons de résistance caractéristique $f_{c28} < 30$ MPa, pour lesquels les spécifications de l'ancienne norme sont suffisantes;
- bétons de $f_{c28} \geqslant 30$ MPa pour lesquels on doit avoir ESV $\geqslant$ 80; cependant si cette valeur n'est pas atteinte, le sable pourra être considéré comme conforme à la spécification si la valeur de bleu est inférieure ou égale à 1 g pour 100 g de fines (l'essai au bleu consistant à déterminer la quantité de bleu de méthylène absorbée par les fines, seules celles d'origine argileuse, qui retiennent le bleu de méthylène, ayant une action nocive sur les caractéristiques du béton).

Sur un plan pratique et comparatif, on peut estimer qu'un E.S. visuel inférieur à 65 ou E.S. piston inférieur à 60, correspond à un sable argileux présentant des risques de retrait ou de gonflement et doit être rejeté pour l'exécution de bétons de qualité.

Un sable pour lequel on a E.S. visuel supérieur à 65 mais inférieur à 75 est très légèrement argileux mais permet la réalisation de bétons de qualité courante pouvant présenter un retrait légèrement plus fort.

Les sables dont l'E.S. visuel est compris entre 75 et 85 (ou E.S. piston compris entre 70 et 80) conviennent parfaitement pour des bétons de haute qualité. Enfin pour les

sables présentant des valeurs supérieures, signe d'un manque presque total de fines argileuses on peut craindre un défaut de plasticité du béton qui devra être compensé, de préférence sans majoration du E/C.

Exemples : On voit sur la figure VI-2 la mesure de l'équivalent de sable pour trois sables différents :

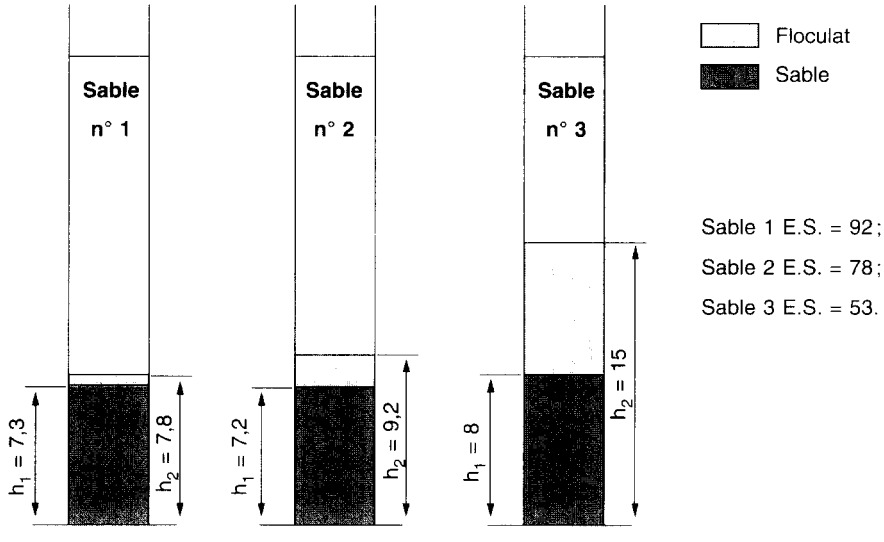


Fig. VI-2. – Mesure de l'équivalent de sable E.S. pour trois sables différents quant à la propreté.

– Pour le sable n°1 on a : $h_1 = 7{,}3$ cm et $h_2 = 7{,}8$ cm, d'où :

$$ES = 100 \cdot \frac{7{,}3}{7{,}8} = 93.$$

Le sable est donc très propre et ne contient que très peu de fines, il est préférable de ne l'employer qu'avec des dosages en ciment assez élevés ($C \geqslant 350$ kg/m^3).

– Pour le sable n° 2 on a : $h_1 = 7{,}2$ cm et $h_2 = 9{,}2$ cm,

d'où :
$$ES = 100 \cdot \frac{7{,}2}{9{,}2} = 78.$$

Le sable est un bon sable à béton.

– Pour le sable n° 3 on a : $h_1 = 8$ cm et $h_2 = 15$ cm,

d'où :
$$ES = 100 \cdot \frac{8}{15} = 53.$$

Le sable est impropre à la fabrication d'un bon béton.

D'une façon générale, la propreté des granulats doit être toujours vérifiée, l'utilisation de granulats pollués provoquant une baisse des résistances mécaniques et une augmentation du retrait, sans oublier un dosage en eau dans le béton plus important avec les incidences sur ses caractéristiques.
(Il est nécessaire de rappeler que le vocable de « fines » de la norme NF P 18-540, désigne l'ensemble des grains passant au tamis de 0,08 mm, alors que dans les précédentes normes la teneur en fines était définie par le passant à 0,063 mm). Les fines peuvent donc provenir du sable, des gravillons du ciment ou d'additifs divers. Dans les sables concassés ou broyés, leur pourcentage peut être important. Un excès de fines nécessite un dosage en eau plus élevé mais un manque de fines conduit à des bétons peu maniables, ségrégables et de faibles compacités. Leur nocivité est grande lorsqu'elles contiennent des matières argileuses d'où la nécessité de vérifier au moyen de l'essai au bleu de méthylène si elles sont ou non nocives.

La teneur maximale en fines dans les sables mesurée sur la fraction 0/4 est limitée à :

12 % pour les sables de catégories A ;
15 % pour les sables de catégories B ;
18 % pour les sables de catégories C ;
non spécifié pour la catégorie D.

La nouvelle norme indique que la propreté des sables est déterminée sur la fraction 0/2 mm limitée à 10 % de fines et que la valeur Vb de bleu de méthylène doit être inférieure à 1.

En dehors des impuretés mentionnées précédemment, certains sels ou particules doivent être également prohibés, ou tout au moins limités en proportions définies, afin de ne pas perturber les qualités du béton, ainsi :

Matières organiques : leur effet sur le béton se traduit essentiellement par une diminution des résistances et un allongement du temps de prise. Leur présence dans le sable se vérifie au moyen de l'essai colorimétrique qui consiste à s'assurer que la coloration de la solution à base de soude dans laquelle on a plongé le sable examiné (conformément à la méthodologie de la norme P 18-586) est moins intense que celle d'une solution type servant de témoin. Lorsque cette coloration est plus intense la norme NF P 18-540 autorise l'emploi du sable à la double condition :

- que la résistance à la compression à 2 jours, mesurée sur mortier constitué d'une partie de ciment pour 3 de sable avec un E/C de 0,50, soit au moins égale à 90 % de celle obtenue sur le même mortier mais réalisé avec le sable traité afin d'en avoir ôté les matières organiques
- que le début de prise ne soit pas retardé de plus de 1 heure.

Soufre : certains granulats peuvent contenir des sulfures sous forme de pyrites qui risquent de se transformer en sulfates ou bien provoquer des taches de rouille ou des éclatements superficiels présentant l'aspect de petits cônes au fond desquels on observe la présence d'un grain de couleur foncée.

Suivant les catégories, les valeurs spécifiées supérieures de teneur en soufre « S » sont :

Catégorie	Vss en %
A	0,4
B	1
C	1
D	1,5
Laitier	2

La précédente norme limitait à 0,4 % la teneur exprimée en soufre total ou à 1 % lorsqu'elle était exprimée en SO_3.

Sulfates : la présence de sulfates dans les granulats est à l'origine de réactions expansives dues à la formation d'ettringite d'où gonflement susceptible dans les cas extrêmes de disloquer des maçonneries. En très faible quantité leur action joue sur la prise du ciment.

La valeur supérieure spécifiée Vss est indiquée dans le tableau ci-après :

Catégorie	Vss en %
A à C	0,2
D	0,3

Dans le cas de matériaux recyclés, le pourcentage de sulfates solubles dans l'eau est de 0,2 pour les catégories A, B et C et non spécifié pour ceux de la catégorie D.

Les anciens documents limitaient à 0,15 % la teneur maximale admise de sulfates exprimés en SO_3.

Chlorures : leur pourcentage dans le béton doit être limité à des valeurs précises en fonction des différents types de bétons réalisés, leur action étant particulièrement néfaste sur les armatures dont la corrosion provoque l'éclatement du béton, ceci indépendamment du fait que leur présence agit sur la vitesse de prise du ciment. En conséquence la teneur en ions chlore doit être particulièrement contrôlée notamment dans le cas d'utilisation de granulats marins. Se reporter au chapitre VII paragraphe 3 qui indique les teneurs maximales admissibles dans le béton, sachant que les chlorures peuvent être amenés par les granulats, par l'eau, par les adjuvants et enfin par le ciment et que c'est la somme de ces différents chlorures qui doit être prise en compte au regard des risques de corrosion. La norme indique que leur pourcentage doit être indiqué par le fournisseur s'il est égal ou supérieur à 0,02 % (l'ancienne norme indiquait une valeur de 0,06 %).

5. MASSE SPÉCIFIQUE – MASSE VOLUMIQUE – UNITÉS – DENSITÉ – COMPACITÉ – POROSITÉ

Ces termes devant être employés par la suite, il convient de les définir en précisant bien le sens que nous y attacherons et les unités employées ; il conviendra en particulier de toujours préciser si les caractéristiques sont celles du granulat (ensemble de grains y compris les vides entre eux), ou du grain constituant ce granulat (y compris les pores du grain si celui-ci est plus ou moins poreux) ou encore de la matière pleine constituant le grain (porosité éventuelle non comprise), mais cette dernière valeur est en pratique assez rapidement prise en considération.

La masse volumique est la masse d'un corps par unité de volume total *y compris les vides* entre les grains le constituant (volume apparent).

La masse spécifique est la masse d'un corps par unité de volume de *matière pleine* sans aucun vide entre les grains (volume absolu).

Unités, dans le système d'unité SI (Système International) ces masses s'expriment en général en kilogramme (masse par mètre cube) ou tonne t, valant 1 000 kg.

Le newton étant l'unité de force qui communique à un corps ayant une masse de 1 kg, une accélération de 1 mètre par seconde, il en résulte qu'une masse de 1 kg subit sur la terre une force de pesanteur de 9,81 newton. Les masses seront donc exprimées en kilogrammes (kg) ou en tonnes (t).

L'unité de pression ou de contrainte utilisée est le MPa.

$$1 \text{ MPa} = 1 \text{ N/mm}^2$$

en se reportant aux anciennes habitudes, on peut écrire :

$$1 \text{ MPa} = 10 \text{ bars et } 1 \text{ bar} = 1 \text{ dan/cm}^2 = 10{,}2 \text{ kgf/cm}^2.$$

Remarque

Dans une formule de composition de béton pour un mètre cube, il est plus logique d'indiquer les quantités de composants d'après leur masse en kilogrammes (plutôt que des poids), car il faut la même masse pour faire un mètre cube de béton quel que soit le lieu et l'accélération qui s'y produit (sur la lune ou sur la terre par exemple) alors que pour ce même mètre cube le poids de composants dépend par contre de l'accélération de la pesanteur.

La densité absolue est le rapport de la masse spécifique à la masse d'un égal volume d'eau à + 4 °C soit 1 000 kg ; la densité absolue est donc égale au millième de la masse spécifique, c'est un simple rapport sans dimension.

La densité apparente est à la masse volumique ce que la densité absolue est à la masse spécifique, c'est donc un rapport sans dimension dont la valeur est égale au millième de la masse volumique.

Exemple : une caisse de volume total $V = 1 \text{ m}^3$ est pleine de graviers dont la masse nette est de 1 520 kg ; les grains constituants occupent un volume réel $V_0 = 0{,}600 \text{ m}^3$ (volume de matière pleine). Le volume des vides entre les grains est : $v = V - V_0 = 0{,}400 \text{ m}^3$.

La masse volumique de ce granulat est $1\,520 \text{ kg/m}^3$.

Sa masse spécifique est : $\frac{1520}{0,600} = 2550 \text{ kg/m}^3$.

Sa densité apparente est : 1,52.

Sa densité absolue est : 2,55.

Compacité. Pour un corps poreux (ou un mélange de granulats) de volume V et dont les pores (ou vides internes) représentent un volume v la compacité est le rapport du volume de matière pleine au volume total :

$$C = \frac{V - v}{V} = 1 - \frac{v}{V}$$

Pour les granulats courants on peut admettre que la compacité en vrac est de l'ordre de 0,70 à 0,60 pour les sables et de 0,65 à 0,55 pour les graviers selon qu'ils sont tassés ou non.

Porosité.

La porosité est le rapport : $P = \frac{v}{V}$

L'indice des vides est le rapport : $I = \frac{v}{V - v}$

On a : $\frac{v}{V} = \frac{v}{V - v} \times \frac{V - v}{V}$ Soit : $P = I \times C$ ou $I = \frac{P}{C}$

c'est-à-dire que l'indice des vides est le quotient de la porosité par la compacité.

Exemple : supposons que l'on soit en présence d'un granulat alvéolaire (argile expansée par exemple). Si la masse nette d'un mètre cube de ce granulat (non tassé) est de 460 kg, on dira que sa masse volumique est de 460 kg/m^3 et sa densité apparente de 0,46. Si les grains occupent dans ce mètre cube un volume réel de 525 l (non compris les vides entre eux) la masse volumique par grain est :

$$\frac{460}{0,525} = 880 \text{ kg/m}^3$$

et la densité absolue des grains est de : 0,88.

Si dans un grain le volume des pores ou alvéoles est de 65 %, la compacité d'un grain sera : c = (1 – 65/100) = 0,35 (rapport du volume de matière pleine au volume total du grain). La densité absolue de la matière argileuse constituant le grain sera : 0,88/0,35 = 2,52 ; c'est approximativement la masse spécifique de la matière pleine (argile) non compris pores et alvéoles.

Remarques

Si l'on veut mesurer la masse spécifique d'un corps poreux, il faut le réduire en poudre suffisamment fine pour que chaque grain soit constitué de matière pleine.

Lorsque l'on indique la masse volumique ou spécifique ou la densité apparente ou absolue d'un matériau, il convient de préciser son état de siccité surtout s'il est poreux (on choisira les deux états les mieux définis : sec ou saturé-égoutté).

Coefficient d'absorption

Plutôt que d'imposer des valeurs limites de porosité, les différents textes réglementaires considèrent, pour définir la qualité des granulats, leur coefficient d'absorption qui est le rapport de l'augmentation de leur masse provoquée au bout de 24 heures par une imbibition partielle par rapport à leur masse sèche.

Ce coefficient mesure le volume des pores accessibles à l'eau, ce qui signifie que plus sa valeur est élevée, moins la durabilité du béton est assurée dans un milieu agressif. En particulier la pénétration de l'eau dans les pores des granulats, donc du béton, fragilise la structure en cas de gel. Par ailleurs dans un milieu à faible hygrométrie, de l'ordre de 60 à 70 %, la vitesse de pénétration de la carbonatation est plus rapide. Enfin lors du malaxage du béton, l'emploi de granulats à fort coefficient d'absorption peut provoquer un léger raidissement s'ils n'ont pas été pré-mouillés avant leur introduction dans le malaxeur.

Les valeurs Vss (valeur supérieure spécifiée) précisées par la norme sont de :

Catégorie	Vss en %
A	2.5
B	5
C	6
D	pas de spécif.

(Rappelons que l'ancienne norme fixait une valeur maximale de 5 %, qui était peu sévère pour certains bétons.)

De même le fascicule 65 A stipule pour les marchés publics de travaux, un coefficient d'absorption d'eau (Ab) $\leqslant$ 2 % pour les bétons de $f_{c28} \geqslant 30$ MPA, ainsi que pour les bétons armés de $f_{c28} < 30$ MPaf_{c28} mais qui sont placés en atmosphère agressive sévère.

6. NATURE ET QUALITÉ DES GRANULATS

La nature du matériau est caractérisée par la roche ou le produit constituant les grains : basalte, porphyre, quartzite, silex, calcaire, silico-calcaire, grès, barytine, magnétite, pyrite, laitier expansé ou non, argile ou schiste expansé, ponce, etc.

Le granulat peut être un produit naturel obtenu par criblage (type roulé à grains plus ou moins arrondis) ou un produit de concassage (type concassé à grains plus ou moins anguleux).

La qualité peut être déterminée par des essais d'écrasement et d'usure. Sur le plan pratique on procède à des essais d'attrition qui permettent de chiffrer la résistance aux chocs et à l'usure réciproque des gravillons.

Los Angeles

C'est l'essai le plus couramment utilisé, il consiste à introduire dans un cylindre horizontal une certaine quantité du granulat à étudier avec un certain nombre de boules d'acier et de vérifier la quantité de fines produites après un temps de rotation défini, ainsi que les quantités à mettre en œuvre dans l'essai, en fonction de la granulométrie de l'échantillon à tester.

La norme précise les valeurs « LA » suivantes :

Catégorie	Vss en %
A	30
B	40
C	40
D	50

(L'ancienne norme indiquait « LA » $\leqslant$ 40, sauf pour les bétons dont la résistance à 28 jours devait être supérieure à 36 MPa auquel cas « LA » devait être $\leqslant$ 30.)

Le fascicule 65 A indique la valeur « LA » $\leqslant$ 25 pour les bétons dont la résistance caractéristique $f_{c28} \geqslant 30$ MPa. Il est cependant toléré des valeurs moins rigoureuses (LA $\leqslant$ 35) lorsque, pour des raisons d'éloignement de la carrière et donc de coût prohibitif de transport, on peut diposer à proximité de granulats de « LA » $>$ 25 mais cependant $\leqslant$ 35, bien connus dans la région et ayant donné satisfaction sur les chantiers où ils ont été utilisés.

Micro-Deval

Le second essai permettant d'apprécier la qualité d'un granulat est l'essai micro-Deval humide qui est surtout significatif lors de la confection de bétons routiers. Le fascicule 65 A exige une valeur MDE $\leqslant$ 20.

À noter que pour vérifier facilement et fréquemment la qualité des granulats, après avoir déterminé le coefficient « LA » en laboratoire, on procède sur chantier au suivi au moyen de l'essai de fragmentation dynamique, beaucoup moins lourd et dont les résultats, après étalonnage, permettent une bonne relation avec ceux obtenus lors de l'essai Los Angeles.

Concernant les qualités du sable, elles s'expriment au moyen de l'essai de friabilité du sable, le coefficient Fs, étant déterminé suivant le mode opératoire de la norme P 18-576.

L'ancienne norme donnait les mêmes valeurs mais en considérant que Fs devait être $\leqslant 60$ pour les bétons courants et $\leqslant 40$ pour les bétons de $f_{c28} > 36$ MPa, le fascicule 65 A exigeant quant à lui Fs $\leqslant 20$ pour les bétons de $f_{c28} > 30$ MPa avec, comme pour les gravillons et pour les mêmes raisons, une tolérance jusqu'à Fs $\leqslant 30$.

Concernant la friabilité des sables « Fs », la norme spécifie les valeurs maximales suivantes :

Catégorie	Vss
A	40
B	60

Eléments coquilliers

Certains granulats d'origine marine comportent des coquillages qui, s'ils sont en trop grandes proportions, peuvent diminuer sensiblement les résistances et l'ouvrabilité des bétons. Les Valeurs supérieures spécifiées Vss pour le pourcentage Cq de coquillages, déterminé sur les éléments supérieurs à 4 mm et exprimée en % de la masse sèche du granulat 4/D, sont :

Catégorie	%
A	5
B	10
C	10
D	20

(L'ancienne norme spécifiait un pourcentage inférieur ou égal à 10 %.)

Sensibilité au gel

On doit également s'assurer de la sensibilité au gel des granulats ou plus exactement de leur non sensibilité. La norme précise que les granulats sont considérés comme non gélifs lorsqu'ils respectent au moins l'une des 3 valeurs spécifiées suivantes :

Absorption	Ab $\leqslant 1$ %	essai suivant norme P 18-554
Los Angeles	LA $\leqslant 25$	essai suivant norme P 18-573
Sensibilité au Gel	G $\leqslant 30$	essai suivant norme P 18-593.

La détermination du coefficient G de sensibilité au gel consiste à réaliser, après avoir scindé en deux parties l'échantillon du granulat étudié, un essai Los Angeles sur l'une des 2 parties et à pratiquer sur l'autre partie une série de cycles de gel-dégel en atmosphère saturante suivie d'un essai Los Angeles. En appelant « LA » le résultat de l'essai Los Angeles sur granulats non soumis au gel et « LAg » celui de l'essai Los Angeles sur l'échantillon soumis aux cycles de gel-dégel, le coefficient « G » a pour valeur :

$$G = 100\,\frac{LAg - LA}{LA}$$

Plus ce coefficient est élevé, plus la sensibilité au gel est grande.

Outre ces caractéristiques directement liées aux qualités de dureté du granulat utilisé, d'autres considérations interviennent dans l'optique de réaliser les bétons souhaités soit que la résistance constitue le critère primordial, soit que l'on recherche des qualités de légèreté ou d'isolation...

Dans cette optique de nombreux paramètres entrent en ligne de compte, c'est ainsi que la plus ou moins bonne adhérence de la pâte de ciment sur les faces des granulats, qui dépend de la texture de la roche, est un facteur important de la résistance, en particulier en traction, sans parler de la propreté. De même la nature minéralogique aura une incidence sur la durabilité ainsi que cela a été examiné au paragraphe 5 lorsque les granulats contiennent des chlorures, des sulfures ou des sulfates. Il y a donc lieu avant de confectionner un béton de rechercher les granulats susceptibles de donner les meilleurs résultats. Parmi l'ensemble des granulats commercialisés ou exploitables, on peut distinguer :

6.1 Les granulats courants

On désigne sous le vocable granulats courants ceux de masse volumique $\geqslant 2$ t/m^3. Pour la composition des bétons, on utilise en général des matériaux naturels alluvionnaires : sables et graviers. Cependant, lorsque ces matériaux font défaut localement, il est possible d'utiliser des roches éruptives ou sédimentaires transformées en granulat par concassage.

Silex, calcaires durs, silico-calcaires : ils constituent une grande partie des matériaux alluvionnaires. Les silex sont durs mais parfois fragiles ; les calcaires moins durs que les silex présentent en revanche une meilleure adhérence. La densité absolue de ces matériaux est de l'ordre de 2,5 à 2,65 pour les calcaires selon leur dureté et leur compacité et de 2,6 à 2,7 pour les silex ; on admet en général 2,6 comme valeur moyenne pour les silico-calcaires (matériaux courants du Bassin de la Seine par exemple).

Basalte : c'est une roche volcanique qui se caractérise par une densité absolue élevée : 2,8 à 3,0.

Quartzites : les quartzites sont des matériaux très durs composés de grains fins de silice très cohérents. Ils constituent de bons granulats.

Grès : ils sont formés de grains de silice plus ou moins bien agglomérés ; les grès durs et de bonne qualité peuvent être employés comme granulats.

Porphyre : c'est un matériau très dur, compact et résistant ; il donne de bons granulats sous forme de gravier concassé ; cependant les sables de porphyre longtemps stockés à l'air humide présentent parfois des traces de décomposition argileuse et ne doivent pas être employés.

Diorite : c'est un matériau réputé comme granulat; on le rencontre surtout en Vendée.

Les granites se trouvent sous de nombreuses formes. La présence du mica est nuisible et certains granites se décomposent rapidement à l'air humide, surtout lorsqu'ils sont stockés longtemps en hiver sous forme de gravillons.

Schistes : c'est une roche métamorphique à structure feuilletée; ils ont tendance à se décomposer par hydratation pour donner de l'argile; ils sont à déconseiller comme granulats à béton, à l'exception éventuellement des schistes très durs.

Laitier (norme P 18-302) : le laitier de haut fourneau refroidi en fosse puis concassé donne des granulats de bonne qualité; il se présente sous la forme d'un matériau à texture cristallisée de couleur gris clair. Le laitier granulé (norme P 18-306) est obtenu par refroidissement brusque dans l'eau; il peut être employé comme sable, mais il manque de fines et un semi-broyage améliore ses qualités; on peut également obtenir un bon sable à béton en ajoutant 20 à 30 % de cendres volantes, à 70 ou 80 % de laitier granulé. Le laitier est un matériau dont la densité absolue est de l'ordre de 2,6 à 2,7. *Les granulats de laitier ne doivent pas être employés avec le ciment fondu.*

6.2 Les granulats lourds

Ils sont essentiellement employés pour la confection des bétons lourds utilisés pour la construction d'ouvrages nécessitant une protection biologique contre les rayonnements produits, par exemple, dans les accélérateurs et piles atomiques; la protection est d'autant plus efficace que l'épaisseur est plus grande et la densité du béton plus élevée.

On utilise en particulier :

- *la barytine*, un sulfate de baryum; sa densité absolue est 4,2 à 4,7,
- *la magnétite*, un oxyde de fer; sa densité absolue est 4,5 à 5,1,
- *les riblons*, constitués des débouchures de rivetage ou de déchets de ferraille; la densité absolue est celle du fer : 7,6 à 7,8,
- *la grenaille de fonte* d'une densité absolue 7,6 à 7,8.

6.3 Les granulats légers (Norme NF P 18-309)

Ils sont utilisés pour la confection de bétons légers. Ces bétons présentent en général des résistances d'autant plus faibles qu'ils sont plus légers, mais cette dernière qualité peut, dans certains cas, être particulièrement intéressante (préfabrication, isolation, gain de poids sur fondations difficiles ou onéreuses, etc.).

Argile expansée. L'élément constitutif est une argile grasse; introduite humide dans un four rotatif spécial, elle en ressort après séchage, expansion et cuisson à plus de

1 100 °C, sous la forme de nodules plus ou moins arrondis à texture interne finement alvéolée et présentant généralement une surface lisse légèrement vitrifiée; ils constituent un granulat de faible densité prêt à l'emploi dans les répartitions granulométriques courantes, sans aucun broyage ni concassage (sauf pour le sable 0/3).

La masse volumique pour du granulat en vrac est :

- sable 0/3 : 700 à 800 kg/m^3,
- petit gravier 3/10 : 500 à 600 kg/m^3,
- gravier 10/20 : 450 à 500 kg/m^3.

La densité absolue des grains à l'état sec est de l'ordre de 0,9 pour le 10/20 et 1,0 pour le 3/10.

La compacité de ces granulats en vrac (non tassés) est d'environ 0,55; autrement dit un mètre cube de granulat sec 10/20 en vrac pèse environ : $0{,}55 \times 0{,}9 \times 1\,000 \geqslant 500$ kg. Si, par immersion ou arrosage il absorbe 20 % d'eau par exemple, ce même mètre cube en vrac pèsera alors :

$$500 \times 1{,}20 = 600 \text{ kg environ.}$$

Ces valeurs sont données à titre indicatif car elles peuvent varier assez sensiblement d'une production à une autre et il conviendra de les vérifier par quelques mesures sur les matériaux réellement utilisés.

Ces produits ont en effet tendance à absorber une importante quantité d'eau qui peut atteindre à saturation, au bout de plus d'un mois 30 à 50 % de leur poids initial à sec; l'absorption est assez rapide au début; il convient donc en général de les prémouiller avant introduction dans le malaxeur et de prévoir de préférence un dosage volumétrique étant donné l'incertitude du degré d'humidification. Il semble en général qu'un prémouillage de l'ordre de 10 à 15 % en poids soit suffisant.

Actuellement les granulats d'argile expansée ne sont pratiquement plus utilisés pour la confection de béton, sinon dans la réalisation d'éléments préfabriqués, leur coût de production leur ôtant toute compétitivité.

Aussi est-il assez difficile d'en trouver sur le marché, les rares producteurs actuels l'utilisant directement pour la fabrication d'éléments manufacturés ou le commercialisant en vrac en petite quantité pour des utilisations dans le bâtiment ou totalement étrangères au génie civil.

Schistes expansés

Les schistes houillers forment l'élément principal des accumulations coniques des pays miniers, les « terrils ».

Ces schistes sont broyés à 800 µ maximum puis malaxés à l'eau (10 %) et à la vapeur (5 %); la pâte ainsi obtenue est extrudée aux environs de 80 °C sous forme de « macaronis » de différents diamètres de 5 à 15 mm et découpés aux mêmes dimensions ± 50 %. Ces nodules sont séchés puis expansés par traitement thermique de

1 300 °C à 1 450 °C ; l'expansion est d'autant plus importante que la température est élevée ; les masses en vrac peuvent être d'environ 1 000 kg/m^3 (pour t = 1 300 °C) à 380 kg/m^3 (pour t = 1 450 °C). En général, la densité absolue des grains à l'état sec est de l'ordre de 0,7 à 1,0 correspondant à des masses en vrac de 350 à 600 kg/m^3.

Laitier expansé (norme NF P 18-307)

Ce produit est obtenu artificiellement par insufflation d'air dans le laitier en fusion où l'air se fractionne en petites bulles. Après refroidissement, le concassage donne des granulats de diverses grosseurs et de structure alvéolaire. Ce produit se trouve assez difficilement sur le marché car les rares producteurs l'utilisent directement pour la fabrication de produits manufacturés.

Frittage

On obtient également des granulats légers par frittage. Dans l'opération de frittage, on mélange argile, schiste, ardoise ou cendres volantes à l'état brut, avec un combustible pulvérisé pour ensuite brûler le mélange et le faire gonfler, sous contrôle, sur une grille mobile.

Pierre ponce

C'est une lave volcanique alvéolée de couleur gris clair ; par concassage on obtient des granulats à béton (gravier ou sable) ; sa masse volumique (en vrac) varie de 500 à 800 kg/m^3.

Pouzzolane (norme NF P 18-308)

C'est une roche naturelle d'origine volcanique à structure alvéolaire que l'on pourrait considérer comme un « laitier expansé » naturel de lave volcanique. Sa couleur peut aller du brun-noir au rouge brique. Elle est très abondante en Auvergne.

Vermiculite

Obtenue par cuisson et refroidissement brusque de silicates genre mica, elle se présente sous la forme de petits parallélépipèdes comme en accordéon.

Perlite

Obtenue par traitement chimique d'une lave volcanique, elle se présente sous forme de petits grains arrondis et creux ; la masse volumique (en vrac) de ces deux derniers matériaux est très faible, de l'ordre de 100 à 300 kg/m^3.

Absorption d'eau des granulats légers

L'absorption d'eau, importante et variable, des granulats légers a toujours été considérée par les constructeurs comme une grosse difficulté sur les chantiers car elle entraîne d'importantes variations de plasticité et d'ouvrabilité des bétons.

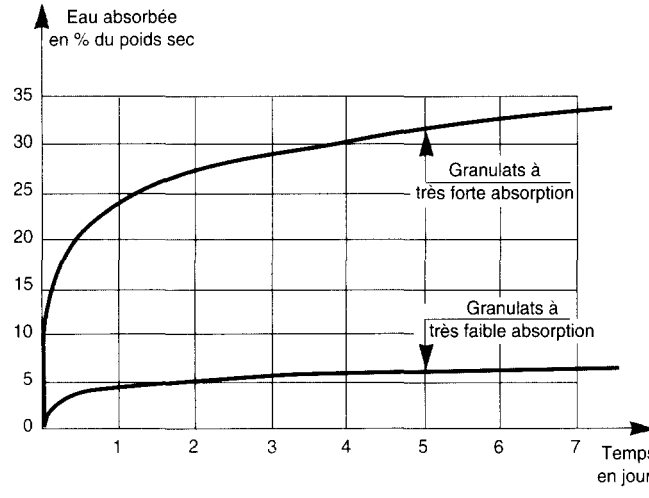


Fig. VI-3 – Courbe d'absorption d'eau.

On remarque essentiellement deux choses :

- une forte proportion de l'absorption se situe dans les premières minutes, ce qui permet d'envisager de minimiser ce phénomène par un prémouillage des granulats ;
- l'absorption a tendance à être plus faible si les granulats sont plus denses, donc moins poreux, et s'ils présentent une surface plus lisse donc plus fermée à l'absorption.

Selon les granulats, l'absorption après 48 heures d'immersion totale peut varier de 7 à 25 % en pourcentage du poids sec du granulat (voir fig. VI-3).

6.4 Granulats très durs

Quartz, corindon, carborundum, paillettes de fonte, etc., sont incorporés au béton pour anti-usure (sols industriels par exemple).

7. MODULE DE FINESSE D'UN GRANULAT

Le module de finesse d'un granulat est égal au 1/100^{e} de la somme des refus, exprimés en pourcentages sur les différents tamis de la série suivante :

0,16 – 0,315 – 0,63 – 1,25 – 2,5 – 5 – 10 – 20 – 40 et 80 mm.

Le module de finesse étant presque exclusivement vérifié sur les sables, les tamis concernés sont :

0,16 – 0,315 – 0,63 – 1,25 – 2,5 et 5 mm.

Le module de finesse est plus particulièrement appliqué aux sables dont il est une caractéristique importante ; par exemple, le sable dont la courbe est tracée sur la figure VI-4 a pour module de finesse Mf = 2,66 calculé ainsi :

Refus sur le tamis

D = 0,16 = 93 %
D = 0,315 = 81 %
D = 0,63 = 57 %
D = 1,25 = 27 %
D = 2,5 = 8 %
D = 5 mm = 0

} Total : 266

$$\text{Mf} = \text{Module de finesse} = \frac{1}{100} \times 266 = 2{,}66$$

Le module de finesse correspond donc, à un coefficient près, à la surface hachurée sur la figure VI-4.

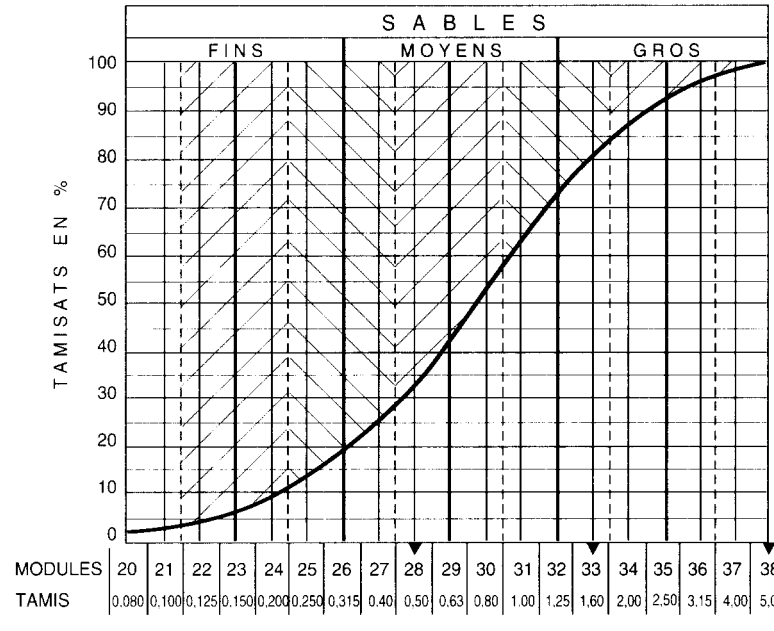


Fig. VI-4 – Sur un graphique d'analyse granulométrique le module de finesse d'un sable correspond (à un coefficient près) à la surface hachurée.

C'est une caractéristique intéressante, surtout en ce qui concerne les sables. Un bon sable à béton doit avoir un modèle de finesse d'environ 2,2 à 2,8 ; au-dessous, le sable a une majorité d'éléments fins et très fins, ce qui nécessite une augmentation du dosage en eau ; au-dessus, le sable manque de fines et le béton y perd en ouvrabilité.

La norme indique d'ailleurs, pour les catégories A et B de sable, une limite inférieure Li = 1,8 et une limite supérieure Ls = 3,2.

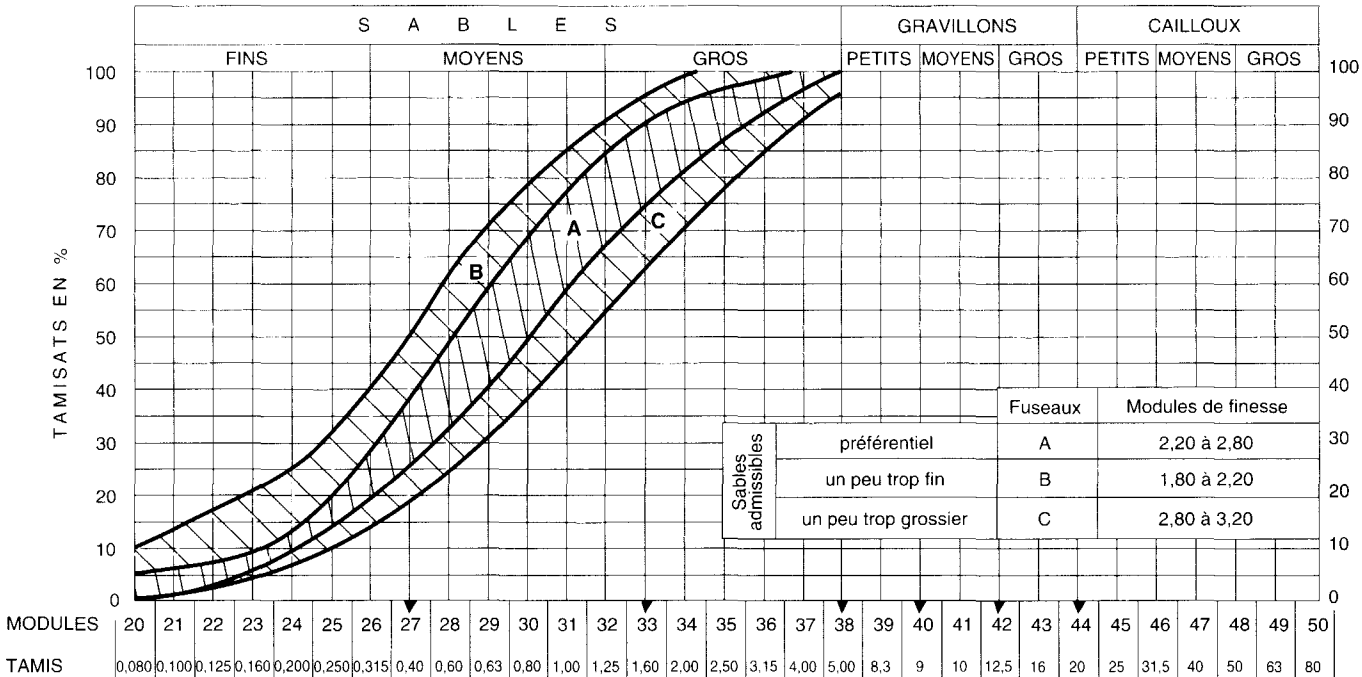


Fig. VI-5 – Fuseaux proposés pour la granularité des sables à béton.

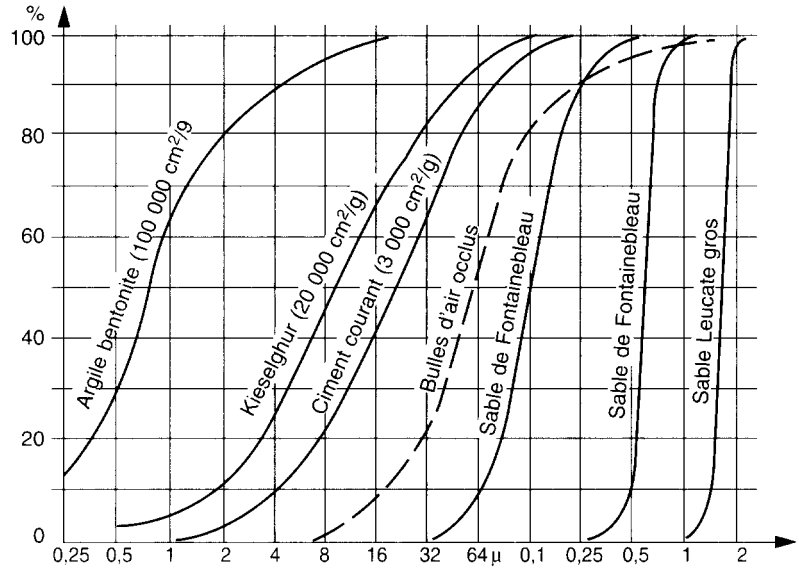


Fig. VI-6 – Courbes granulométriques de quelques produits fins.

Des recherches sur l'influence de la finesse des sables sur les diverses qualités du béton ont conduit à délimiter certains fuseaux de granularités admissibles tels que ceux représentés sur la figure VI-5 :

- la partie centrale A ($2{,}2 < Mf < 2{,}8$) convient bien pour obtenir une ouvrabilité satisfaisante et une bonne résistance avec des risques de ségrégation limités,
- la partie supérieure B ($1{,}8 < Mf < 2{,}2$) est à utiliser si l'on recherche particulièrement la facilité de mise en œuvre au détriment probable de la résistance,
- la partie inférieure C ($2{,}8 < Mf < 3{,}2$) correspond à des sables à utiliser pour la recherche de résistances élevées, mais on aura, en général, une moins bonne ouvrabilité et des risques de ségrégation.

L'ancienne norme P 18-541 indiquait que le module de finesse des sables devait être compris entre 1,8 et 3,2. À cette prescription s'ajoutait, pour les bétons de $f_{c28} > 36$ MPa, l'obligation que la valeur de ce module de finesse ne s'écarte pas plus de + ou – 0,3, en valeur absolue, de sa valeur moyenne, cette tolérance qui impliquait une régularité dans la fourniture du sable étant reprise par le fascicule 65 A dans le cas des bétons de $f_{c28} \geqslant 30$ MPa ou pour les bétons de $f_{c28} < 30$ MPa quand ceux-ci sont mis en œuvre à la pompe.

8. FOISONNEMENT DES SABLES

Le volume occupé par un poids donné de sable sec augmente en même temps que son humidité. Ce phénomène peut donc avoir une influence importante lorsque le dosage du béton est réalisé, non pas en poids, mais en volume. Nous appellerons

donc coefficient de foisonnement f (exprimé en %) l'augmentation de volume correspondant à une humidité donnée, par rapport au volume occupé par la même quantité de sable mais à l'état sec :

$$f = \frac{\text{V humide} - \text{V sec}}{\text{V sec}} \%$$

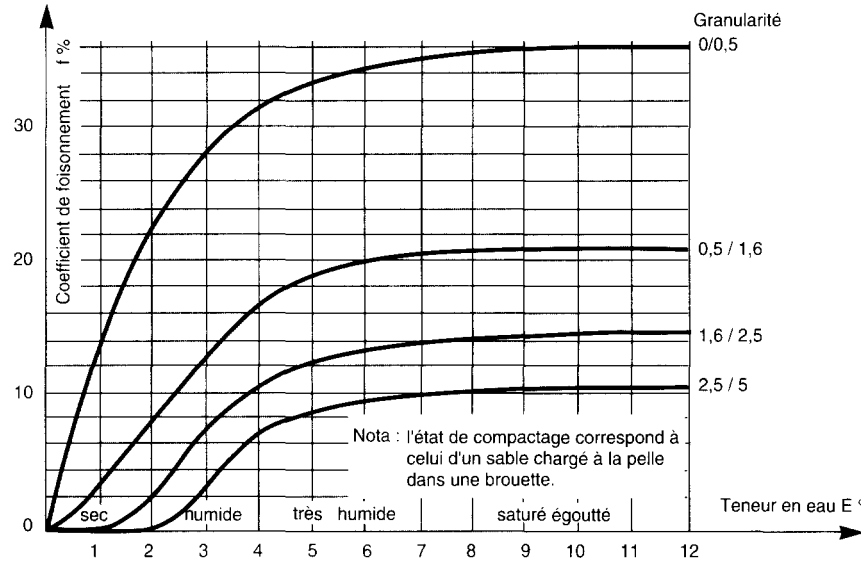


Fig. VI-7 – Foisonnement des sables élémentaires composant (en proportions données) le sable 0/5 mm pour béton courant.

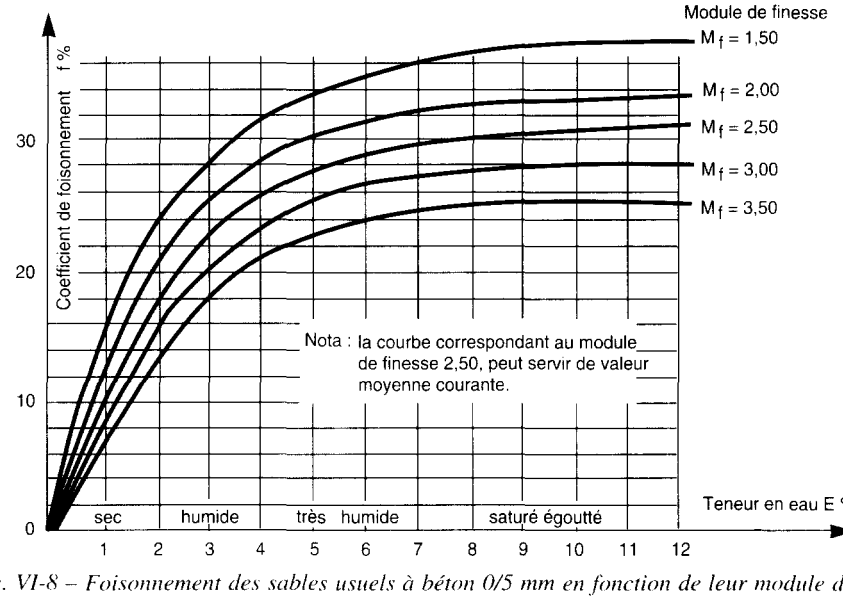


Fig. VI-8 – Foisonnement des sables usuels à béton 0/5 mm en fonction de leur module de finesse.

Ce coefficient de foisonnement est d'autant plus important que le sable est plus fin ainsi qu'on peut s'en rendre compte sur les deux figures VI-7 et VI-8.

À défaut d'une connaissance précise du module de finesse, la courbe correspondant à M*f* = 2,50 peut être considérée comme valable en valeur moyenne.

Chapitre VII

L'EAU DE GÂCHAGE

Les caractéristiques de l'eau de gâchage sont normalisées par la norme NF P 18-303 de 1941. Une prochaine norme (dont le numéro pourrait être EN 1008), en cours de préparation, précisera les critères d'évaluation retenus pour juger de son aptitude à être utilisée pour la confection des bétons. L'ancienne norme étant très sommaire, les indications qui suivent donnent des précisions sur les critères qui pourraient être retenus, dans le futur document, pour définir la qualité d'une eau et les valeurs limites à respecter suivant les types de bétons à confectionner.

1. CONVENANCE

Pour convenir à la confection de bétons, les eaux ne doivent contenir ni composés risquant d'attaquer chimiquement le ciment, les granulats ou les armatures, ni particules en suspension dont la quantité pourrait modifier ses qualités originelles. La norme P 18-303 limite à cet effet le pourcentage de matières en suspension à 2 ou 5 g/l et la teneur en sels dissous à 15 ou 30 g/l suivant la nature du béton, précontraint ou non armé, spécifications qui ne différencient pas les éléments nocifs même en très faible pourcentage de ceux qui en pourcentage éventuellement plus important ne le sont pas.

Dans la catégorie des eaux susceptibles de convenir à la confection de béton, on trouve :

- les eaux potables (qui bien évidemment conviennent) ;
- les eaux de recyclage provenant du rinçage des bétonnières ou des camions malaxeurs à condition de vérifier leur aptitude dans le cas de changement de ciment ou d'adjuvant d'une gâchée à l'autre, sont utilisables. Lorsque ces eaux comportent des éléments fins provenant des matériaux entrant dans la confection des bétons (ciments, fines des sables...), il est possible de les utiliser après passage dans des bassins de décantation ;
- les eaux de pluie et de ruissellement, les eaux pompées, tant qu'elles restent conformes aux prescriptions de la norme conviennent également.

À côté, les catégories d'eaux ne devant pas être utilisées comprennent :

- les eaux usées ;

- les eaux vannes ou contenant des détergents ;
- les eaux industrielles susceptibles de contenir des rejets organiques ou chimiques.

Ces différentes eaux doivent obligatoirement subir des analyses concluant à leur non-nocivité avant tout emploi.

La norme autorise l'emploi d'eau de mer dans la confection des bétons qui ne sont ni armés ni précontraints, mais les spécifications du fascicule 65 A sont plus rigoureuses et en interdisent formellement l'emploi lors du gâchage. Bien que les textes officiels ne traitent pas de ce sujet, l'utilisation d'eau de mer pour le gâchage de bétons non armés ne présente pas de risque quant à la pérennité de l'ouvrage, seules des efflorescences, dues à une migration des sels, pouvant apparaître sur les parements.

2. LES ESSAIS D'APTITUDE

Ils comprennent :

- une inspection visuelle (matières en suspension, débris végétaux, films d'huile, couleur anormale...). Seule une eau incolore ou très légèrement jaunâtre peut convenir ;
- une vérification olfactive afin de s'assurer de l'absence des matières organiques en décomposition qui rendraient l'eau malodorante ;
- des essais de résistance mécanique sur mortier ou béton à 7 jours, les résultats devant être $\geqslant 90$ % à ceux obtenus sur témoin gâché avec de l'eau potable ;
- des essais de début et de fin de prise, les résultats ne devant pas excéder $\pm$ 25 % par rapport au témoin ;
- des analyses chimiques portant sur les teneurs en différents constituants dont le pourcentage dans l'eau doit satisfaire aux prescriptions suivantes :

Constituant	Limites en % de l'eau (en masse)		
	Béton précontraint	Béton armé	Béton non armé
Insoluble	< 0,2	< 0,2	< 0,5
Matières dissoutes	< 0,2	< 0,5	< 1,0
Carbonates + bicarbonates alcalins	< 0,1	< 0,1	< 0,1
Sulfates en SO_3	< 0,1	< 0,1	< 0,1
Sulfites en S	< 0,01	–	–
Sucres	< 0,01	< 0,01	< 0,01
Phosphates en P_2O_5	< 0,01	< 0,01	< 0,01
Nitrates en NO_3	< 0,05	< 0,05	< 0,05
Zinc	< 0,01	< 0,01	< 0,01
Sodium (Na+) et Potassium (K+)*	< 0,1	< 0,1	
Acidité en pH	> 4	> 4	> 4
Acidité humiques	pas de coloration		

* Cette caractéristique est impérative dans le cas d'utilisation de granulats potentiellement réactifs.

Quand l'une quelconque des limites indiquées dans le tableau est dépassée, l'eau peut éventuellement être utilisée, sous réserve qu'elle satisfasse aux prescriptions concernant les essais de début et fin de prise et les essais de résistance.

Les effets de la présence de ces impuretés dans l'eau de gâchage, dans des proportions supérieures aux limites indiquées ci-dessus, sont rappelées ci-après :

- les insolubles peuvent être de natures diverses, dans le cas d'argile en suspension dans l'eau, on peut craindre une action sur les caractéristiques mécaniques, de même qu'avec des micro-algues qui sont des matières organiques, dans ce dernier cas à la diminution des résistances s'ajoute un effet d'entraînement d'air diminuant la compacité ;
- les matières dissoutes peuvent être des sels de diverses natures, tels les chlorures dont l'action est corrosive sur les armatures et qui provoque en outre une accélération du phénomène de prise. La quantité de chlorures dans l'eau doit être ajoutée aux autres possibilités d'introduction de chlorures dans le béton (chlorures des ciments, des adjuvants, de certains sables d'origine marine...) pour rester en deçà des valeurs limites rappelées au paragraphe 3. Les autres sels ont généralement une action sur les caractéristiques mécaniques, les sels de sodium et de potassium, très solubles, ont en outre une action accélératrice ; compte tenu par ailleurs qu'avec certains granulats il est indispensable de limiter la teneur en alcalins actifs du béton, les proportions de ces sels doivent donc être strictement contrôlées ;
- les sulfates peuvent réagir sur le ciment pour former de l'ettringite qui s'accompagne de gonflement et peut provoquer une dislocation du béton. En faible proportion ils ont une action sur le temps de prise et de durcissement du ciment pouvant s'ajouter à l'effet du SO_4Ca du ciment ;
- les ions soufre provoquent la corrosion des armatures et sont plus particulièrement à craindre dans le cas des bétons précontraints pour lesquels la teneur maximale est fixée suivant les cas à 0,2 ou 0,5 % (cette dernière valeur étant portée à 0,7 %) ;
- les sucres retardent la prise du ciment jusqu'à empêcher les phénomènes de prise et de durcissement s'ils sont introduits en grande quantité dans le béton ;
- les phosphates et les nitrates diminuent fortement les résistances et présentent une action corrosive importante ;
- le zinc a un effet retardateur sur la prise ;
- les détergents provoquent la formation de mousse pendant le malaxage, d'où un pourcentage d'air entraîné non désiré pouvant réduire fortement la compacité et les caractéristiques mécaniques ;
- les huiles susceptibles d'être présentes dans des eaux de récupération peuvent si elles sont en trop fortes proportions amoindrir les résistances.

3. TENEUR EN CHLORURES

Admise en général, certains règlements considèrent qu'elle ne doit pas dépasser 500 mg par litre. D'autres critères moins rigoureux font une différenciation en fonction du type de béton confectionné, c'est ainsi que les limites suivantes sont fixées

pour la possibilité d'utilisation d'une eau pour le gâchage du béton : $\leqslant$ 600 mg/l pour les bétons précontraints, $\leqslant$ 2 000 mg/l pour les bétons armés, $\leqslant$ 4 500 mg/l pour les bétons non armés.

De toute façon, c'est essentiellement la teneur totale en ions chlore dans le béton qui importe. Or les chlorures peuvent provenir de l'eau de gâchage, mais également du ciment, des granulats et éventuellement des adjuvants, en sorte que l'on doit toujours prendre en compte la teneur totale d'ions chlorure dont la valeur ne doit pas dépasser certaines limites, fonction du type d'ouvrage réalisé avec le béton. Ces limites sont spécifiées dans différents documents tel le fascicule 65 A, la norme AFNOR P 18-325 d'août 1991, et le projet de révision de la EN 206 avec, dans ce dernier cas des valeurs légèrement différentes de celles du fascicule 65 A.

Les valeurs limites spécifiées présentant de petites différences, nous les reproduisons ci-après avec leurs références, celles à prendre en compte pouvant être, par sécurité, les plus faibles, à moins que le cahier des prescriptions techniques de l'ouvrage ne se réfère de façon précise à l'un de ces documents, auquel cas les valeurs qui y sont indiquées doivent être celles à respecter.

- Dans le fascicule 65 A complété par son additif, il est précisé (art. 24-25) que par rapport à la masse du ciment (actif) la quantité maximale de ions-chlore est fixée aux valeurs suivantes :
  - 1 % pour les bétons non armés ;
  - 0,65 % pour les bétons armés ;
  - 0,15 % pour le bétons précontraints par post-tension ;
  - 0,10 % pour le bétons précontraints par pré-tension.
- Dans la norme Afnor P 18-325, les valeurs limites sont fixées à :
  - 1 % pour les bétons non armés ;
  - 0,4 % pour les bétons armés ;
  - 0,2 % pour les bétons précontraints.

Le projet de révision de la norme européenne limite les ions chlorures dans le béton à :

- 1 % pour les bétons non armés ;
- 0,4 % pour les bétons armés ;
- 0,10 % pour les bétons précontraints classés 0,10 ;
- 0,20 % pour les bétons précontraints classés 0,20, la classe 0,10 ou 0,20 dépendant des dispositions en vigueur, là où le béton est utilisé.

Les chlorures en faible proportion peuvent légèrement modifier la prise et le durcissement du ciment, par contre en forte proportion ils peuvent réagir avec le ciment et compromettre la durabilité du béton.

Chapitre VIII

LES ADJUVANTS

Il y a longtemps qu'à été remarquée et étudiée l'action, sur les bétons de ciment, de certains produits employés en faible quantité.

Depuis plusieurs décennies leur usage s'est généralisé et depuis une vingtaine d'années la presque totalité des bétons sont adjuvantés, tout ouvrage de quelque importance ne se concevant pas sans que le cahier des charges ne précise le ou les types d'adjuvants à prévoir dans le béton.

D'ailleurs au fur et à mesure du développement de leur emploi, la formulation des adjuvants est devenue de plus en plus élaborée et fait appel maintenant à des produits de synthèse.

Il n'en demeure pas moins que le couple ciment-adjuvant doit être examiné dans son ensemble et considéré comme un cas spécifique, les résultats obtenus avec un couple bien défini, n'étant pas obligatoirement reproductibles avec un autre couple constitué soit du même ciment mais avec un adjuvant, bien que du même type, provenant d'un autre fabricant, soit du même adjuvant mais avec un ciment du même type mais d'un autre fournisseur. À cette première remarque sur la nécessité de définir les produits et de choisir leurs fournisseurs, doit s'ajouter une constante attention en cours de chantier, les effets de la température et du mode d'introduction dans la gâchée pouvant avoir une éventuelle incidence, en particulier sur les temps de prise, sans parler bien entendu du dosage des adjuvants qui doit être contrôlé de façon rigoureuse.

D'une façon générale, il est recommandé de prendre conseil auprès des services techniques des fabricants et de procéder à des essais préalables afin de vérifier, en fonction des dosages envisagés ou préconisés, que le but recherché est effectivement atteint.

1. DÉFINITION

Les adjuvants sont des produits chimiques qui, incorporés dans les bétons lors de leur malaxage ou avant leur mise en œuvre à des doses inférieures à 5 % du poids de ciment, provoquent des modifications des propriétés ou du comportement de ceux-ci.

Pour des raisons de commodité d'utilisation, la plupart des adjuvants se trouvent dans le commerce sous forme de liquides. Certains adjuvants existent en poudre, afin de réduire leur coût de transport (cas des chantiers à l'export). Dans ce cas il faut généralement les diluer avant l'emploi : la dispersion homogène d'une petite quantité de poudre dans un malaxeur de centrale à béton est en effet moins certaine que celle d'un liquide.

Un adjuvant n'est pas un palliatif. Il n'a ni pour mission ni pour effet de faire un bon béton à partir d'un mauvais dosage ou d'une mise en œuvre défectueuse. Ce n'est pas un produit capable de se substituer aux règles de la bonne technique.

2. CLASSIFICATION ET UTILISATION

Un adjuvant a, en général, une action principale d'après laquelle il se trouve classé et défini, mais il peut présenter également certaines actions secondaires que l'on appelle généralement « effets secondaires ».

Les normes européennes retiennent la classification suivante :

- plastifiants réducteurs d'eau,
- superplastifiants hautement réducteurs d'eau,
- rétenteurs d'eau,
- entraîneurs d'air,
- accélérateurs de prise,
- accélérateurs de durcissement,
- retardateurs de prise,
- hydrofuges.

Certains adjuvants peuvent avoir plusieurs de ces fonctions. On parle alors, en France, de fonction principale et de fonction secondaire. Exemple : plastifiant réducteur d'eau (ou superplastifiant hautement réducteur d'eau) et retardateur.

Il existe également d'autres adjuvants tels que notamment : les raidisseurs pour béton projeté, les adjuvants pour coulis d'injection, les adjuvants pour mortier stabilisé, les colorants, les inhibiteurs de corrosion, les générateurs de gaz, etc. Certains d'entre-eux sont décrits et leurs caractéristiques définies dans les normes spécifiques.

2.1 Plastifiants réducteurs d'eau

Ce sont des produits qui viennent se fixer par adsorption à la surface du ciment. Ils provoquent une défloculation des grains et une lubrification de la pâte. Ce processus permet soit une amélioration de la maniabilité sans augmenter le dosage en eau, soit une réduction du rapport E/C, donc une augmentation des résistances mécaniques, sans modifier la maniabilité. Ils doivent, par rapport au béton témoin, assurer une résistance à la compression de 110 % minimum et permettre une réduction du dosage en eau d'au moins 5 %.

On peut également jouer partiellement sur les deux paramètres pour augmenter les résistances mécaniques tout en améliorant la maniabilité (voir figure VIII-1).

Les premiers plastifiants étaient à base de lignosulfonates, sous-produits de l'industrie papetière après extraction de la cellulose du bois. Actuellement, certains lignosulfonates modifiés restent utilisés, essentiellement en raison de leur faible coût, mais des produits de synthèse sont également employés.

Les plastifiants se dosent généralement entre 0,3 et 0,5 % du poids de ciment et ils se caractérisent souvent par un effet secondaire « retardateur de prise » marqué lorsqu'on les utilise à un dosage plus élevé.

2.2 Superplastifiants hautement réducteurs d'eau

Cette désignation complexe, traduction de l'anglais *Superplasticizers – High Range Water Reducers*, se rapporte à des produits qu'en France on appelait auparavant « fluidifiants ».

Leur mode d'action est similaire à celui des plastifiants, mais il se produit avec une intensité bien plus importante. Par rapport au béton témoin fabriqué identiquement mais sans superplastifiant, à maniabilité égale, il doit permettre une réduction d'eau minimale de 12 %, en fait ce pourcentage est généralement réduit de 15 à 25 % suivant le dosage (fig. VIII-1 p. 145). Concernant les résistances à la compression elles doivent être de 140 % à 1 jour et de 115 % à 28 jours.

Ce sont tous des produits de synthèse dont les plus utilisés sont les résines mélamines sulfonées, les naphtalène-sulfonates et, plus récemment formulés, les vinyles sulfonates. Une de leurs principales caractéristiques est leur durée d'efficacité limitée dans le temps : un béton fluidifié avec une résine mélamine retrouve sa maniabilité initiale en moins de 30 minutes à une température de 23 °C (durée encore plus faible à température plus élevée). C'est pourquoi ils sont fréquemment utilisés en combinaison avec des adjuvants retardateurs de prise, à l'exclusion semble-t-il des vinyles sulfonates qui ont une durée d'efficacité plus longue.

Sur le plan pratique, il est préférable d'introduire le superplastifiant le plus tard possible lors du malaxage du béton, ne serait-ce qu'en raison de la durée assez faible de leur efficacité sur la maniabilité et le raidissement qui s'ensuit, ce qui explique le choix de ne l'introduire que sur le lieu d'utilisation dans la toupie du camion malaxeur. Toutefois si l'on recherche essentiellement la réduction de la quantité d'eau, il s'avère parfois difficile d'utiliser cette technique du fait que le béton sortant du malaxeur risque d'être trop sec et de ne plus permettre au superplastifiant d'avoir tout l'effet souhaité en raison d'une mauvaise dispersion après son introduction dans la toupie du camion malaxeur. La solution consiste alors à procéder à une double introduction, c'est à dire à incorporer pendant le malaxage une partie de l'adjuvant afin d'obtenir un slump suffisant pour assurer un mélange et un transport corrects, puis à l'arrivée sur le lieu d'utilisation à ajouter le complément en un deuxième temps, cette façon d'opérer devant être contrôlée rigoureusement.

Il y a cependant lieu d'indiquer qu'un groupe cimentier a mis au point très récemment dans son département « adjuvants » une molécule donnant naissance à une nouvelle génération de superplastifiants autorisant la fabrication de bétons très homogènes conservant leur maniabilité pendant des durées identiques à celles présentées par les bétons classiques, c'est à dire de l'ordre de 3 heures à une température ambiante de 20 °C.

Ce nouveau superplastifiant compatible avec la quasi totalité des ciments, est mis en œuvre directement dans la bétonnière avec l'eau de gâchage, au moment du malaxage à un dosage d'environ 1 % du poids du ciment; il ne doit pas être ajouté dans la toupie sur le lieu d'utilisation, comme nous l'avons indiqué précédemment pour les autres superplastifiants. Il autorise par là même la réalisation de travaux pour lesquels il est nécessaire avec les superplastifiants classiques d'adjoindre des retardateurs, ainsi que des mises en œuvre par pompage sur de longues distances.

Les très fortes réductions d'eau qu'ils permettent, rendent les superplastifiants indispensables dans la formulation des bétons à hautes performances, avec ou sans fumées de silice (voir chapitre XIII).

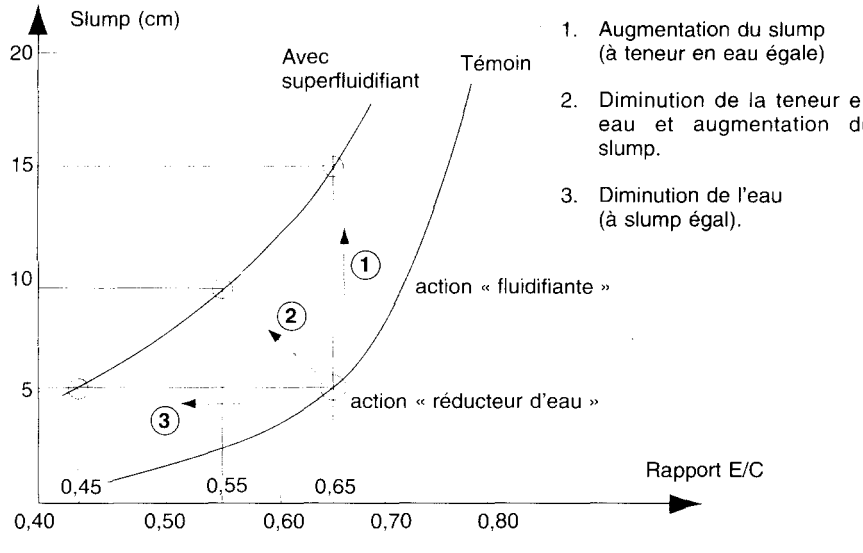


Fig. VIII-1 – Les utilisations des superplastifiants.

2.3 Rétenteurs d'eau

Ce sont des produits d'addition généralement en poudre qui ont pour fonction principale de réduire la tendance au ressuage des bétons.

On utilise généralement des méthyl cellulose (Methocel) qui ont la propriété d'augmenter de volume en fixant l'eau libre du béton.

Les rétenteurs d'eau sont utilisés pour améliorer la cohésion des bétons fluides dont le sable manque d'éléments fins ou à faible dosage en ciment.

2.4 Entraineurs d'air

Ce sont des composés d'addition généralement à base de résines de synthèse : résine Vinsol, aryl alkyl sulfonates, acides gras, etc.

Les entraîneurs d'air se présentent sous forme de liquides, de sels solubles ou de poudres insolubles à ajouter au moment du malaxage.

Ces adjuvants introduisent volontairement de l'air et agissent en stabilisant les bulles générées lors du malaxage, sous forme d'un très grand nombre de micro-bulles, dont 80 % d'entre elles ont un diamètre inférieur à 100 microns (fig. VI-6), la plupart étant comprises entre quelques microns et quelques dizaines de microns. Ces micro-bulles ne doivent pas être confondues avec l'air occlus, constitué de bulles de tous diamètres généralement supérieurs à 1 mm, réparties aléatoirement dans le béton, qui se trouvent emprisonnées pendant la mise en place.

Ils améliorent essentiellement :

- la plasticité et l'ouvrabilité du béton, les bulles agissant comme autant de grains fins analogues à de petites billes souples et sans frottement,
- la résistance au gel du béton durci (antigélif) ; les très nombreuses petites bulles d'air disséminées dans la masse constituant en effet autant de petits vases d'expansion dans le réseau des canalicules internes pour l'eau interstitielle dont le volume augmente avant la prise en glace ; cela évite la désagrégation du béton par gel de cette eau.

La quantité d'air entraîné pour une bonne protection contre le gel est d'autant plus grande que la dimension des granulats est plus faible (fig. VIII-2).

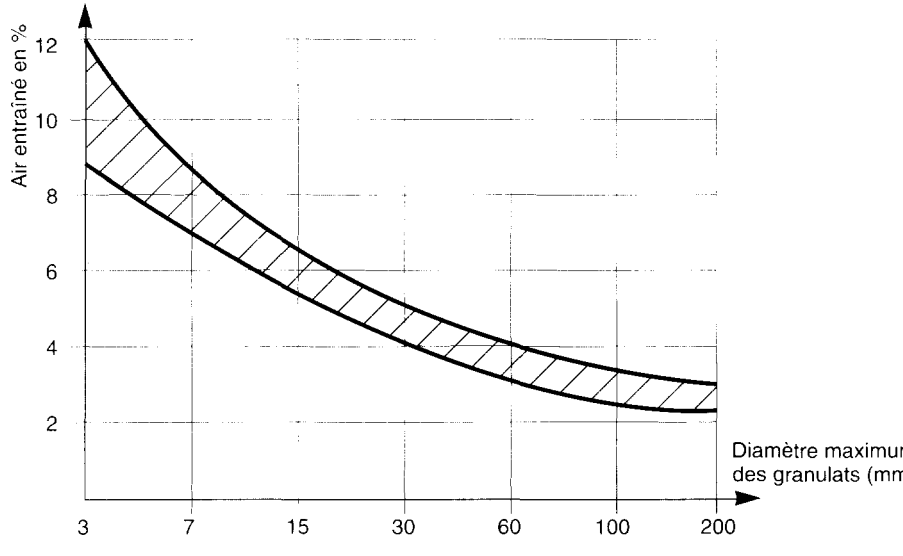


Fig. VIII-2 – Pourcentage d'air entraîné recommandé suivant la grosseur des granulats (d'après R. E. Hess).

Les recherches les plus récentes ont montré que le facteur primordial pour la protection contre les effets du gel est le facteur d'espacement entre les micro-bulles d'air qui est désigné par $\overline{L}$ (L barre).

L'expérience montre que lorsque ce facteur d'espacement (qui représente la demi distance moyenne entre 2 micro-bulles) est inférieur à une certaine valeur, le béton peut résister sans difficulté à des cycles de gel/dégel. Cette valeur doit être inférieure à 200 µm notamment lorsque le béton risque d'être en contact avec des sels de déverglaçage.

Cette nécessité ne peut être assurée que par le respect de diverses dispositions, la première d'entre elles étant de choisir un entraîneur d'air conforme à la norme.

À cela s'ajoute le fait que les quantités d'adjuvants à employer sont fonction d'un grand nombre de facteurs (nature chimique du produit ; type de ciment, dosage, module de finesse du sable, dimension maximale « D » des granulats, additions minérales éventuelles, E/C, énergie de malaxage).

Il en résulte qu'une fois choisi l'adjuvant à utiliser et son dosage défini en fonction du pourcentage d'air désiré, des essais préalables puis de contrôle sur chantier doivent être réalisés pour vérifier le pourcentage d'air entraîné et s'assurer que le résultat obtenu correspond à celui recherché, le dosage effectif pouvant alors être ajusté aisément.

Dans la pratique il convient de composer des bétons dont le E/C est limité à une valeur de l'ordre de 0,50, de prévoir un dosage d'adjuvant tel que le pourcentage d'air entraîné soit de 4 à 5 % avec un maximum de 8 %, en se rappelant que plus la dimension « D » est grande, moins il est nécessaire d'avoir un pourcentage élevé d'air entraîné, le béton contenant alors un pourcentage de pâte moindre. Enfin il est recommandé d'éviter, lors de la mise en place, les durées trop longues de vibration qui diminuent le pourcentage d'air entraîné (deux minutes de vibration en un même point peuvent faire chuter de 6 à 4 % ce pourcentage) et de prévoir une cure efficace immédiatement après mise en œuvre.

Les entraîneurs d'air autorisent une diminution du dosage en eau à maniabilité équivalente, ce qui permet de réduire légèrement le E/C et de compenser ainsi une partie de la chute de résistance provoquée par leur emploi. On peut effectivement chiffrer cette chute de résistance entre 4 et 6 % pour chaque 1 % d'augmentation d'air entraîné si aucune correction telle une diminution du E/C n'est apportée, cette baisse de résistance étant d'autant plus importante que la valeur initiale des résistances est plus élevée (fig. VIII-3).

Différents paramètres influencent le pourcentage d'air entraîné :

- le dosage en ciment : plus il augmente, plus le % d'air diminue à dosage constant en adjuvant ;
- la nature et surtout la finesse du ciment ; plus le ciment a un Blaine élevé, plus le dosage en adjuvant doit être élevé ;
- plus la granulométrie des graviers augmente plus le % d'air entraîné diminue.

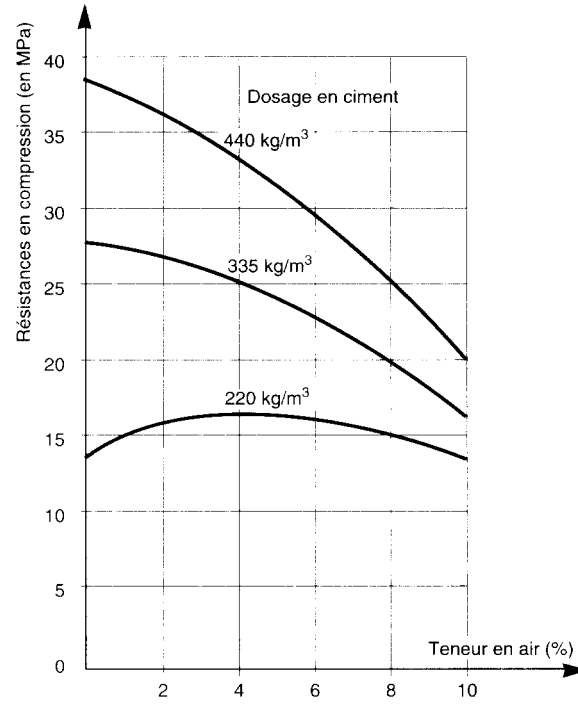


Fig. VIII-3 – Influence du pourcentage d'air entraîné sur les résistances en compression d'un béton 0/25 mm (slump de 8 à 10 cm).

2.5 Accélérateurs

Ce sont des produits solubles dans l'eau et qui agissent chimiquement en augmentant la vitesse d'hydratation du ciment; cela entraîne un déclenchement plus rapide du phénomène de prise et s'accompagne d'un dégagement de chaleur plus important.

Les accélérateurs seront donc tout particulièrement employés pour les bétonnages par temps froids ou pour les travaux urgents.

On distingue :

- les accélérateurs de prise : alcalis, carbonates et sulfates de soude ou de potasse, utilisés surtout par temps froid;
- les accélérateurs de durcissement : chlorures et carbonates, plus généralement employés afin de réduire certains délais pour décoffrer ou manutentionner les pièces.

En raison des risques de corrosion *les produits à base de chlorure sont interdits* pour certains travaux : béton précontraint, réservoirs, planchers chauffants, etc.

Il y a lieu de noter que si les résistances initiales sont augmentées, les résistances à 28 jours peuvent être légèrement diminuées (fig. VIII-4).

2.6 Retardateurs

Ils agissent chimiquement comme les accélérateurs en retardant plus ou moins longtemps l'hydratation et le début de prise du ciment.

Parmi les produits retardateurs de prise on peut citer :

- les sucres et gluconates, les acides citriques et tartriques, l'oxyde de zinc, les phosphates alcalins.

Les doses à utiliser sont en général très faibles (de l'ordre de 0,1 % en extrait sec) et les produits commerciaux sont dilués ; il convient de veiller à une bonne répartition du produit dans la masse.

Les retardateurs diminuent évidemment les résistances initiales mais ils augmentent souvent les résistances finales (figure VIII-4).

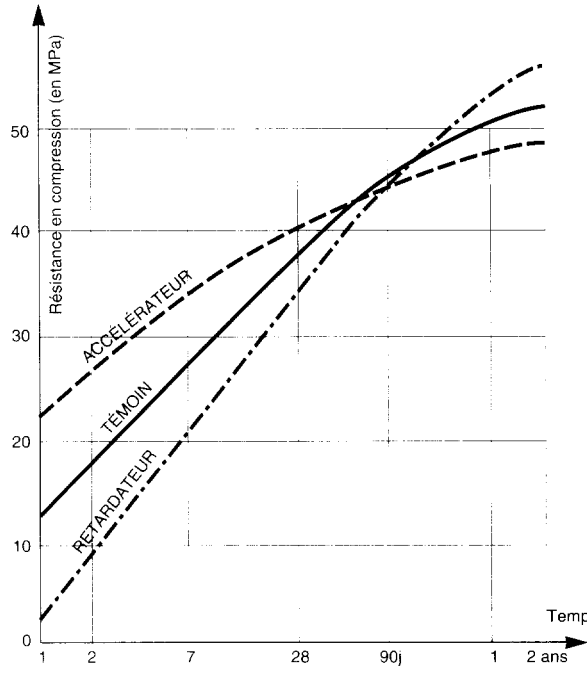


Fig. VIII-4 – Schéma de l'influence comparée d'un accélérateur et d'un retardateur sur l'évolution des résistances.

Ces produits sont employés en particulier :

- pour les bétonnages par temps très chaud,
- pour les transports de béton sur grande distance,
- pour des reprises de bétonnage.

2.7 Hydrofuges

Ce sont des adjuvants qui, introduits dans la masse du béton, ont pour fonction principale d'en diminuer l'absorption capillaire.

Il ne faut pas les confondre avec les hydrofuges de surface qui s'appliquent au rouleau sur le béton durci et qui sont bien souvent à base de silicone.

Les hydrofuges de masse sont en général à base de stéarates solubles qui, en contact avec la chaux du ciment, forment des cristaux de stéarate de calcium insolubles qui viennent obstruer le réseau capillaire du béton.

Ces produits ne sont vraiment efficaces que si le béton est bien compact et homogène, et que toutes les précautions sont prises afin d'éviter la formation de fissures.

L'attention des utilisateurs est attirée sur le fait que lorsqu'on cherche à obtenir un béton étanche dans la masse, il est bien souvent préférable d'utiliser un superplastifiant qui permettra de réduire de façon importante la quantité d'eau de gâchage, donc la perméabilité.

2.8 Antigels et antigélifs

Il ne faut pas confondre antigels et antigélifs :

- les premiers évitent le gel du béton frais qui stoppe la prise du ciment et qui, du fait du gonflement, réduit la compacité du béton. Quand on veut bétonner par temps froid, on a intérêt à accélérer la prise (chap. IV, § 1.4) pour profiter du dégagement de chaleur provoqué par cette réaction et en même temps il convient de réduire le dosage en eau. Dans la pratique on utilise donc un accélérateur avec un plastifiant ou un superplastifiant, ou un produit unique combinant les deux fonctions.

  L'utilisation d'un antigel ne dispense toutefois pas de l'observation des règles élémentaires de bétonnage par temps froid (voir chapitre XII, § 8) et notamment de proscrire l'emploi de matériaux gelés.
- Les seconds, les antigélifs évitent que le béton, une fois durci, ne se désagrège progressivement dans le temps par suite de gels successifs ; les entraîneurs d'air sont les meilleurs adjuvants antigélifs mais une bonne compacité et l'homogénéité du béton restent les conditions essentielles de la non-gélivité.

Il existe sur le marché certains produits qui combinent à la fois l'effet antigel (accélération + réduction d'eau) et l'effet antigélif (entraînement d'air).

2.9 Produits divers

2.9.1 *Les produits de cure (ou curing-compounds)*

Ce ne sont pas à proprement parler des adjuvants ; ce sont des produits de couverture que l'on pulvérise sur le béton frais pour empêcher l'évaporation de l'eau de gâchage. Les produits de cure sont soit des émulsions résineuses directes (c'est-à-dire où l'eau est le dispersant) qui se rompent instantanément lorsqu'on les applique sur le béton frais (en raison de la présence de la chaux), soit des solutions de résine dans un solvant pétrolier (white spirit, xylène) qui s'évapore après la pulvérisation.

Il se dépose une pellicule mince de résine qui ne doit pas être absolument incolore pour que la partie déjà couverte soit visible, mais qui ne doit pas être teintée d'une

couleur trop sombre pour ne pas absorber les rayons solaires. Il existe un certain nombre de produits dont l'efficacité est variable.

Il est essentiel que le produit soit appliqué sans tarder sur le béton frais, un retard d'une heure ou deux pouvant sensiblement en diminuer l'efficacité (surtout par temps chaud et ensoleillé) car celle-ci se manifeste et est nécessaire surtout au début.

Ce sont d'ailleurs les débuts de la protection (les sept premiers jours) qui sont les plus importants pour le béton.

2.9.2 *Les antipoussières et durcisseurs de surface*

Grâce à des traitements en surface par fluosilicates, silicatisation, silicones, le béton devient plus dur et résistant à l'usure superficielle ainsi qu'aux agents agressifs ; mais là encore une bonne compacité et un dosage en ciment suffisant sont des qualités essentielles.

2.9.3 *Adjuvant pour injections*

On les emploie, en particulier, dans la confection du mortier d'injection des gaines des câbles de précontrainte ; ce sont, soit des plastifiants soit des produits à base de poudre d'aluminium qui, par réaction sur le ciment, provoquent un dégagement de fines bulles d'hydrogène ; cela évite la décantation et provoque le gonflement du mortier qui ainsi remplit parfaitement la gaine et enrobe bien les câbles. Selon certains l'hydrogène naissant pourrait donner lieu à une fragilisation et à une corrosion des aciers mais un certain nombre d'essais ne semblent pas avoir confirmé ces craintes, et certaines entreprises utilisent couramment ce procédé depuis de nombreuses années.

En règle générale, il conviendra de demander l'avis du fournisseur, de suivre ses instructions pour l'emploi de ces divers produits, et de veiller sur le chantier à la stricte application des consignes et des règles d'usage.

2.10 Quelques exemples d'utilisation

Tableau synoptique d'utilisation des principaux adjuvants.

Adjuvants	Utilisation
Superplastifiants	Nécessité d'une bonne ouvrabilité Préfabrication Bétons à hautes résistances Béton très ferraillé
Plastifiants	Transport pneumatique du béton (béton pompé, ciment gun...) Béton coulé sous l'eau (délavage diminué) Béton maigre : blancs, blocs manufacturés... Béton routier Sables manquant de fines Béton très ferraillé Injection (coulis et mortiers)

Adjuvants	Utilisation
Accélérateurs	Décoffrage rapide Temps froid – préfabrication Travaux d'étanchement, cachetage, travaux à la mer (entre deux marées) Réparations rapides, pistes d'aérodromes, routes Scellements
Retardateurs	Temps chaud Injection à grande profondeur (élévation de température) Voile d'étanchéité Transport de béton sur longue distance Reprise de bétonnage – Confection de béton avec granulats apparents (parements lavés) Parois moulées dans le sol Coulage en continu
Entraîneurs d'air antigélifs	Routes, barrages, ponts – Travaux maritimes Ouvrages exposés au gel, à l'action des eaux agressives. Bétons extrudés (ex. glissières de sécurité en béton – Bordures)

3. PRÉCAUTIONS À PRENDRE

3.1 Essais de convenance

L'efficacité et les effets secondaires de chaque adjuvant peuvent varier en fonction de son dosage dans le béton et des divers composants de celui-ci, en particulier du ciment. Les mécanismes d'interaction adjuvants/ciments ne sont en effet pas tous entièrement élucidés.

Il est indispensable lors de l'utilisation d'un adjuvant de s'assurer par des essais préalables, que l'efficacité annoncée est bien confirmée et de vérifier l'étendue des effets secondaires.

C'est pourquoi il convient de réaliser avant le début des travaux des essais de convenance de l'adjuvant avec :

- les matériaux du chantier (ciment et granulats),
- les conditions réelles de mise en œuvre (température, pompage, transport, etc.).

3.2 Interactions adjuvant-adjuvant

L'utilisateur peut être amené à employer dans une même gâchée plusieurs adjuvants ayant des fonctions différentes.

La finalité essentielle de cette pratique est d'obtenir les effets conjoints des produits soit en corrigeant certains effets secondaires non recherchés, soit en amplifiant l'une des fonctions principales (synergie).

Certains adjuvants sont incompatibles entre eux ou avec des adjuvants de marques différentes, aussi l'utilisation simultanée de deux adjuvants ne doit-elle être envisagée qu'après avoir préalablement consulté le fabricant pour :

- le choix des produits,
- les dosages,
- le mode d'introduction.

3.2 Dosage

Le dosage manuel des adjuvants est à éviter.

Il existe plusieurs systèmes de dosage automatique qui permettent une utilisation rationnelle et fiable des produits. Certains peuvent être intégrés à l'automatisme des centrales à béton et être pilotés par l'ordinateur qui gère les composants du béton.

Les deux types principaux sont :

- les doseurs volumétriques, composés d'une pompe centrifuge associée à un débitmètre (compteur volumétrique) ayant en général une précision de 50 ou 100 ml. Toutefois pour les applications très spéciales (entraîneurs d'air) il existe des doseurs volumétriques ayant une précision de 5 ml ;
- les doseurs pondéraux, constitués d'une bascule dont la vidange est commandée par une vanne électro-pneumatique. La précision de ces bascules est en général de 20 à 50 g.

Les normes précisent, concernant les dosages d'adjuvants dans les bétons, que :

- la quantité totale, en cas d'ajout, doit être supérieure à 2 g/kg et inférieure à 50 g/kg dans le mélange par rapport au poids du ciment. En plus faible quantité il est nécessaire de disperser l'adjuvant au préalable dans une certaine proportion d'eau de gâchage ;
- lorsqu'ils sont introduits sous forme liquide avec des quantités dépassant 3 litres par m^3 de béton, ils doivent être pris en considération dans le calcul du E/C.

LE BÉTON

TROISIÈME PARTIE

ÉTUDE DES BÉTONS

Chapitre IX

FACTEURS D'ÉTUDES ET PROPRIÉTÉS ESSENTIELLES DES BÉTONS

Les facteurs qui sont à prendre en compte dans l'étude de la composition d'un béton sont nombreux. Les méthodes actuellement connues ainsi que celle que nous proposons au chapitre X, permettent d'en tenir compte approximativement mais c'est, en pratique, par des essais d'études en laboratoire (essais définis par la Norme AFNOR P 18-404), que l'on pourra les tester et aboutir à une formule de composition convenable ; dans la plupart des cas, elle résultera d'un compromis entre diverses formules qui chacune conférerait au béton certaines qualités en même temps que des défauts. Il s'ensuit qu'une formule de béton ne peut guère prétendre être la meilleure et la seule valable parce que calculée en toute rigueur à partir d'une théorie (ou d'une autre) ; l'essentiel est que cette formule donne un béton qui présente au mieux les propriétés désirées et satisfasse aux essais de convenance (essais également définis par la Norme AFNOR NFP 18-404) pour tel ouvrage sur tel chantier, avec ses matériaux et son matériel et dans les conditions pratiques de l'exécution.

1. DIMENSION DES GRANULATS

1.1 Importance de la dimension maximale D

Un béton est un mélange de granulats (sable, graviers et éventuellement cailloux) liés entre eux par une pâte de ciment (ciment + eau).

Il ne faut pas perdre de vue qu'un béton tire du granulat une bonne part de sa résistance et plus particulièrement du gros granulat. D'où la nécessité d'employer des granulats de qualité, et de dimension maximale, celle-ci devant rester compatible avec une bonne facilité de mise en œuvre. Ce serait une hérésie de couler des bétons massifs avec du gravillon 5/15 mm par exemple ; par ailleurs, la pâte de ciment intervenant comme une sorte de « colle » entre les différents grains du granulat, le

dosage en ciment devra être d'autant plus élevé que les grains seront plus fins ; en effet, si l'on considère la surface spécifique d'un granulat (surface totale des grains par unité de volume) cette surface qui « consomme de la colle » (si l'on peut dire) décroît rapidement en fonction de la grosseur des grains. Par exemple, pour un sable fin 0,5/1 mm on aura une surface spécifique de l'ordre de 30 dm^2/kg, pour un caillou 30/60 elle sera à peine de 5 dm^2/kg. Tant et si bien que l'on pourrait dire qu'un béton de cailloux D = 60 mm dosé à 350 kg de ciment a un dosage relativement plus riche qu'un mortier à 500 kg de ciment (par unité de surface du granulat).

Si l'on ajoute à cela que les phénomènes de retrait s'accentuent avec l'augmentation du dosage en ciment, l'intérêt de l'emploi d'un granulat de dimension D suffisante n'est plus douteux. Par ailleurs si l'on augmente la classe de grosseur des grains de la valeur g à la valeur G, le fluage du béton est réduit dans la proportion : $\sqrt[5]{\frac{g}{G}}$; par exemple si G = 2 g, le fluage est diminué de 11 %.

Mais, par ailleurs, la dimension D du granulat se trouve limitée par différentes considérations concernant l'ouvrage à bétonner : épaisseur de la pièce, espacement des armatures, densité du ferraillage, complexité du coffrage, possibilité et efficacité du serrage à la mise en œuvre, risque de ségrégation, etc.

1.2 Effet de paroi, limite de D

On appelle « effet de paroi » la plus ou moins grande difficulté qu'il y a à bien remplir un moule dans lequel les surfaces en contact avec le béton (coffrages, armatures, gaines, etc.) sont plus ou moins importantes par rapport au volume.

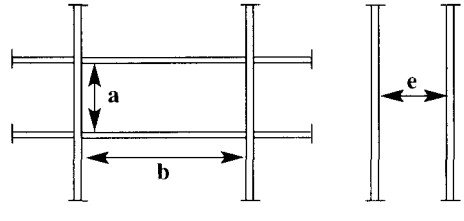


Fig. IX-1 – Définition du rayon moyen

Pour les armatures on définit ainsi le rayon moyen r d'un ferraillage :

– pour une maille (figure IX-1).

$$r = \frac{ab}{2(a+b)}$$

– entre deux barres (ou entre une barre et une paroi du coffrage) laissant entre elles un intervalle e, on a : $r = e/2$.

Si D est la dimension maximale des graviers, l'entrave opposée à la pénétration du béton varie dans le même sens que D/r.

Les règles de calcul du béton armé (BAEL 91) stipulent les dispositions suivantes :

Article A.7.1. **Protection des armatures.**

– 5 cm pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour ceux exposés à des atmosphères très agressives ;

- 3 cm pour les parois coffrées ou non, soumises ou susceptibles de l'être à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations ou encore, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide. Toutefois cet enrobage peut n'être que de 2 cm lorsque la résistance caractéristique du béton est > 40 MPa en raison de la protection apportée par la compacité du béton qui augmente avec la résistance ;
- 1 cm pour les parois situées dans des locaux couverts et clos, non exposés aux condensations.

Ces valeurs d'enrobage ne comportent aucune tolérance en moins, ce qui implique qu'il faut tenir compte des enlèvements éventuels de matière postérieurs à la mise en place du béton, tels que bouchardage, lavage ou brossage précoce.

De même ces règles précisent les possibilités de bétonnage correct, les conditions à respecter étant, en appelant :

e_v : distance verticale entre lits d'armatures,
e_h : distance horizontale entre armatures,
c : distance des armatures au coffrage,
r : rayon moyen du ferraillage

$$r = \frac{ab}{2(a+b)}$$

(correspondant aux plus petites mailles $a \times b$)

D : dimension maximale des granulats.

$D \leqslant e_v$	$D \leqslant \dfrac{e_h}{1{,}5}$
$D \leqslant c$	$D \leqslant \begin{cases} 1{,}4\,r \text{ (granulats roulés)} \\ 1{,}2\,r \text{ (granulats concassés)} \end{cases}$

Concernant le bétonnage des dalles, on peut ajouter à ces règles la condition $D \leqslant \dfrac{h_m}{5}$ (h_m hauteur ou épaisseur minimale de la section de la pièce).

Dans des projets de normes, la valeur $\dfrac{h_m}{4}$ a été envisagée, ce qui nous paraît un peu élevé pour une mise en œuvre facile.

2. OUVRABILITÉ

2.1 L'OUVRABILITÉ, QUALITÉ PREMIÈRE

L'ouvrabilité est une qualité essentielle du béton ; elle peut se définir comme la facilité offerte à la mise en œuvre du béton pour le remplissage parfait du coffrage et du ferraillage ; une bonne ouvrabilité comporte une *marge de sécurité* permettant sans conséquences fâcheuses, une certaine et nécessaire latitude par rapport aux bonnes et plus ou moins rigoureuses règles à appliquer pour une exécution optimale. De l'ouvrabilité dépendent, en effet, la plupart des qualités de l'ouvrage : compacité et résistance réelle du béton dans l'ouvrage lui-même, enrobage et adhérence des armatures, cohésion du béton entraînant un moindre risque de ségrégation, parements de

belle apparence, étanchéité. C'est pourquoi l'ouvrabilité doit être considérée par le laboratoire chargé de l'étude d'un béton, comme une *qualité aussi importante que la résistance*. Il arrive encore trop fréquemment que des formules de composition qui ont peut-être permis en laboratoire la confection de belles éprouvettes, doivent être modifiées sur le chantier par défaut d'ouvrabilité qui, on l'oublie trop souvent, risquerait d'entraîner pour le béton dans l'ouvrage un certain nombre de défauts dont, en particulier, des résistances localement insuffisantes.

L'ouvrabilité ou maniabilité peut s'apprécier de diverses façons et en particulier par des mesures de plasticité.

2.2 Mesures et contrôles de l'ouvrabilité

Il existe de nombreux essais et tests divers permettant la mesure de certaines caractéristiques dont dépend l'ouvrabilité. Nous n'en citerons que quelques-uns qui sont les plus couramment utilisés dans la pratique.

2.2.1 *Affaissement au cône d'Abrams*

Cet essai (slump-test) est incontestablement un des plus simples et des plus fréquemment utilisés. Il ne nécessite qu'un matériel peu coûteux et peut être exécuté par un personnel non hautement qualifié mais ayant reçu simplement les instructions nécessaires au cours de quelques séances de démonstration. Cet essai a fait l'objet de la norme NFP 18-451, et nous n'en rappelons ci-dessous que les principes essentiels : on remplit de béton un moule en tôle tronconique (D = 20 cm, d = 10 cm, h = 30 cm) ; le remplissage s'exécute en trois couches tassées avec une tige d'acier de 16 mm de diamètre dont l'extrémité est arrondie, à raison de 25 coups par couche ; on soulève ensuite le moule avec précaution et on mesure l'affaissement.

Les mesures sont évidemment quelque peu dispersées et il ne faut pas accorder à cet essai un caractère trop rigoureux, mais on peut admettre qu'il caractérise bien la consistance d'un béton et permet le classement approximatif indiqué au tableau 9-1.

Il est à noter que le classement de l'ouvrabilité des bétons, c'est-à-dire de leur consistance, est basé sur cet essai, d'une part dans les spécifications du fascicule 65 A, d'autre part dans la définition des bétons fournis par les centrales de BPE, telle qu'elle résulte de la norme XP P 18-305.

Tableau 9-1

Appréciation de la consistance en fonction de l'affaissement au cône.

Classe de consistance	Affaissement (cm)	Tolérance (cm)
Ferme F	0 à 4	± 1 cm
Plastique P	5 à 9	± 2 cm
Très plastique TP	10 à 15	± 3 cm
Fluide Fl	⩾ 16	

Malheureusement, cet essai ne convient pas pour tester les bétons qui seraient encore plus fermes, plus secs, qu'un béton donnant un affaissement presque nul (il n'y a en effet pas d'échelle négative pour cette mesure); dans le cas de béton sec, il peut d'ailleurs y avoir écroulement du cône, à ne pas confondre avec un affaissement normal. Il ne convient pas non plus pour les bétons très mous et des mesures supérieures à une quinzaine de centimètres ne sont plus très significatives, mais il reste très valable et d'une bonne sensibilité pour tester la consistance des bétons les plus couramment utilisés.

Remarque : la norme P 18-325 (EN 206) indique 4 classes de consistance S1 à S4 déterminées par mesure du slump, leurs valeurs étant :

Classes	Affaissements en mm
S1	10 à 40
S2	50 à 90
S3	100 à 150
S4	⩾ 160

2.2.2 *Étalement à la table à secousses*

Cet essai (flow-test) est une mesure testant plus particulièrement l'aptitude du béton à s'étaler par écoulement et n'est pas à notre avis un test parfaitement représentatif de l'ouvrabilité, en effet il donne des valeurs faibles pour les bétons présentant une bonne cohésion (ce qui est pourtant une qualité quant à l'ouvrabilité) et donne en revanche des valeurs plus élevées lorsque le béton a tendance à la ségrégation.

Initialement, l'essai s'exécutait sur une table à laquelle on imprimait des secousses verticales (élévation suivie d'une chute de 12 mm) à l'aide d'une came commandée par une manivelle (fig. IX-2).

On démoulait sur la table un tronc de cône de béton (D_0 = 25 cm; d_0 = 17 cm; h = 12,5 cm) et on le soumettait à une série de 15 secousses en 15 secondes; on mesurait ensuite le diamètre total D après étalement et la mesure s'exprimait en pourcentage d'augmentation du diamètre de base :

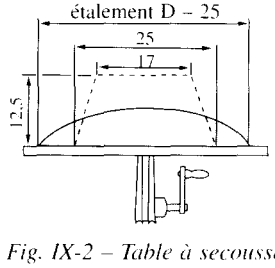


Fig. IX-2 – Table à secousses (flow-test)

$$100 \times \frac{D-25}{25} \%$$

En général on admettait comme valeur moyenne pour les bétons courants :

- très ferme : 10 à 30 %, (ou 1,1 à 1,3)
- ferme : 30 à 50 %, (ou 1,3 à 1,5)
- plastique : 50 à 70 % (ou 1,5 à 1,7)
- très plastique : 70 à 100 % (ou 1,7 à 2,0)

À cet essai pratiquement abandonné, se substitue un nouvel essai, réalisé suivant le mode opératoire défini dans le projet de norme P 18-448, parmi quatre autres dont le cône d'Abrams, pour la mesure de la plasticité.

Dans ce nouvel essai, le moule est un tronc de cône de 200 mm de hauteur à ± 2 mm, le diamètre inférieur étant de 200 mm à ± 2 mm et le diamètre supérieur de 130 mm à ± 2 mm.

Le moule après avoir été rempli de béton en deux couches égales, damées chacune 10 coups au moyen d'une tige en bois de section carrée de 4 cm de côté, est ôté et le béton est soumis à une série de 15 chutes d'un hauteur de 40 mm, la durée de chaque cycle de chute étant comprise entre 2 et 5 secondes. La mesure de l'étalement maximal est effectuée suivant deux directions parallèles aux bords de la table, la valeur retenue étant leur moyenne.

Six classes d'étalement sont retenues, dont les valeurs sont indiquées dans le tableau 9-2.

Tableau 9-2

Classes	Étalements en mm
F1	$\leqslant 340$
F2	350 à 410
F3	420 à 480
F4	490 à 550
F5	560 à 620
F6	$\geqslant 630$

2.2.3 *Maniabilimètre L.C.P.C.*

Cet essai a l'avantage de tenir compte de la mise en vibration du béton dans l'appréciation de sa maniabilité. L'appareil mis au point au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées comporte une cuve métallique parallélépipédique dont les dimensions intérieures sont : 30 cm de largeur, 30 cm de profondeur et 60 cm de longueur. Une paroi mobile de section triangulaire sépare la cuve en deux alvéoles distincts. Après avoir rempli de béton l'alvéole situé du côté du parement incliné de la paroi mobile, cette dernière qui peut coulisser verticalement est soulevée ce qui déclenche simultanément un contact électrique provoquant la mise en marche d'un vibrateur (50 hertz) fixé sur la paroi avant de l'appareil; le béton s'écoule dans le second alvéole de la cuve et l'on chronomètre le temps qu'il met pour atteindre un trait repère sur la paroi opposée.

Plus le béton est plastique, maniable et de bonne ouvrabilité et plus le temps est court; on constate en moyenne les valeurs suivantes :

- pour les bétons mous et très fluides, $t \leqslant 10$ secondes,
- pour les bétons très plastiques, $t \simeq 15$ secondes,

- pour les bétons de bonne ouvrabilité, $20 \leqslant t \leqslant 30$ secondes,
- pour les bétons secs, peu maniables et d'ouvrabilité défectueuse, $t \geqslant 40$ secondes.

2.2.4 *Ouvrabilité pour béton armé (test C.E.S.)*

Le laboratoire des bétons du Centre d'Essai des Structures a mis au point un test très simple permettant d'apprécier l'ouvrabilité d'un béton pour béton armé, sa qualité essentielle étant de passer facilement à travers le ferraillage et de remplir parfaitement le coffrage en donnant des parements bien pleins.

On utilise pour cela un moule cubique de 20 cm d'arête dont une des faces est vitrée ; à 2 cm de cette vitre est placé un ferraillage (fig. IX-3) derrière lequel on remplit le moule de béton avec un léger excédent à la partie supérieure. L'appareil est placé sur une table à secousses comme celle qui sert au flow-test précédemment décrit et l'on applique une série de secousses successives (à raison d'une par seconde) jusqu'à complet remplissage du parement. Le nombre de coups nécessaires est un indice de l'ouvrabilité pour béton armé : plus le béton est plastique et de bonne ouvrabilité et plus ce nombre est faible. Nous donnons à titre d'exemple (fig. IX-4) la courbe obtenue dans une étude de l'influence du module de finesse du sable sur l'ouvrabilité. On voit que le nombre de coups peut varier dans d'importantes proportions et, dans ce cas, même après 75 coups le parement n'était pas parfaitement plein dans le cas du béton avec sable de module de finesse 3,76 (sable trop grossier manquant d'éléments fins). On trouvera, sur la figure V-2, un abaque indiquant les relations observées, en moyenne, entre le dosage en eau, l'affaissement au cône et ce test d'ouvrabilité C.E.S.

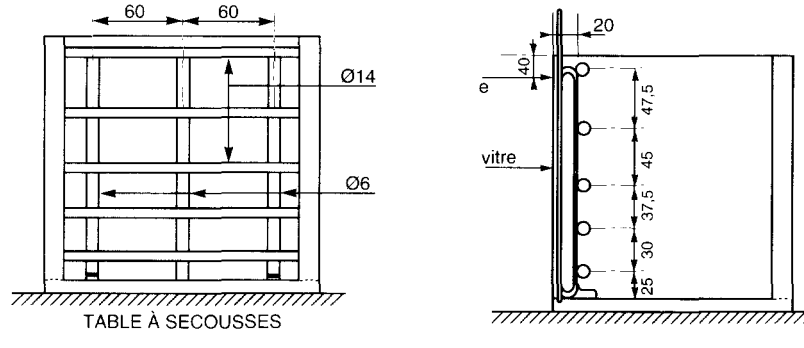


Fig. IX-3 – Moule pour l'étude de l'ouvrabilité pour béton armé (test C.E.S.)
On mesure le nombre de chocs nécessaires pour que le parement derrière la vitre soit bien rempli par le béton placé derrière le ferraillage. Ce dispositif correspond au cas particulier D = 20 à 30 mm.

Le nombre de coups nécessaires « chiffre » l'ouvrabilité mais l'observation de l'écoulement du béton à travers le ferraillage et du remplissage du parement est très significative pour différencier divers bétons quant à cette qualité essentielle.

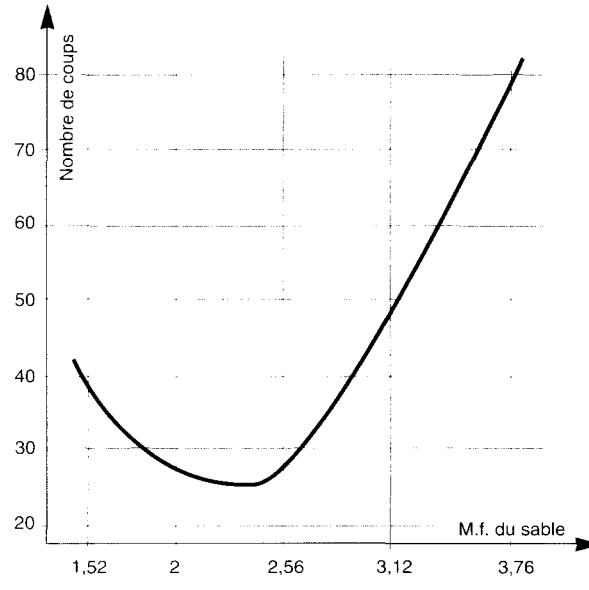


Fig. IX-4 – Mesure de la variation de l'ouvrabilité en fonction du module de finesse du sable pour un béton bien dosé à 300 kg de ciment par mètre cube. Nombre de coups nécessaires sur la table à secousses pour obtenir l'écoulement du béton à travers le ferraillage jusqu'à complet remplissage du parement sous vitre (Test d'ouvrabilité C.E.S.).

2.2.5 *Le plasticimètre à rotation*

Cet appareil qui permet de mesurer rapidement la plasticité du béton comporte une tige munie de trois palettes trapézoïdales à 120° les unes des autres, et une poignée permettant d'imprimer une rotation à la tige par l'intermédiaire d'un ressort spiral intérieur. Sur un cadran gradué se déplace, pendant la rotation, un index mobile qui a un déplacement d'autant plus faible que le béton est plus mou (fig. IX-5).

Ce plasticimètre peut s'utiliser directement dans le malaxeur ou dans la benne à béton, dans la brouette ou dans le coffrage; il s'est révélé un bon indicateur du dosage en eau et présente une assez bonne corrélation avec le cône d'Abrams (fig. IX-5); mais, comme toujours en pareil cas, il convient d'étalonner la mesure pour le béton à tester car plusieurs paramètres influencent les résultats : dosage en ciment, finesse du sable, grosseur des graviers, proportion gravier/sable, adjuvant, etc.

Les courbes de la figure IX-5 ne sont donc représentatives que pour un type de béton et seraient différentes pour d'autres, tout en conservant la même allure générale.

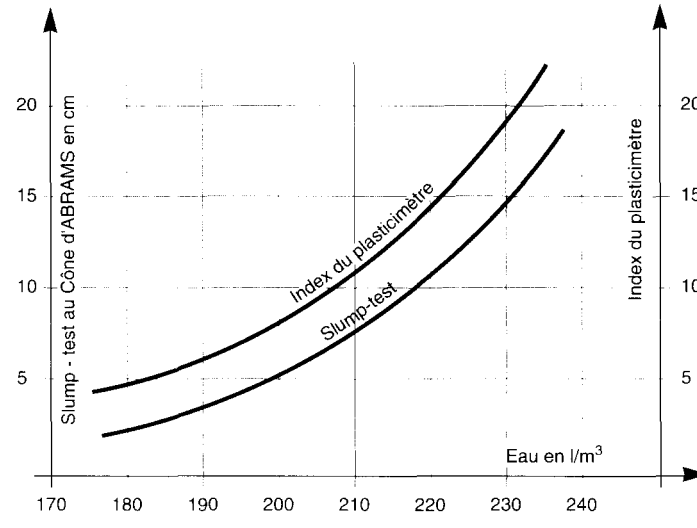


Fig. IX-5 – Indication comparée de l'index du plasticimètre et de l'affaissement au cône en fonction du dosage en eau (en valeurs moyennes et pour un type de béton donné).

D'autres appareils permettent la mesure de la maniabilité du béton et son classement suivant une échelle de valeurs, mais il est important de préciser qu'il n'y a pas de correspondance entre les classes ainsi définies par des appareils différents ; chaque méthode permet un classement qui n'est valable qu'avec le type d'appareil qui a été utilisé. Or le choix de l'appareil dépend des conditions de réalisation des mesures et de l'appareillage dont on dispose ; cependant certaines méthodes peuvent mieux convenir que d'autres pour tel type de béton, ce sera par exemple le cas de l'étude des paramètres de la maniabilité d'un béton très sec mis en œuvre par vibration dont les résultats seront plus significatifs avec le maniabilimètre LCPC qu'avec le cône d'Abrams. Par contre une fois définie la méthode utilisée, le suivi de régularité devra toujours être fait avec le même appareil, le cône d'Abrams étant certainement l'un des plus simples d'utilisation sur chantier.

2.3 Le dosage en eau, facteur d'ouvrabilité

Il est bien connu que souvent les chefs de chantier sont amenés à majorer le dosage en eau prévu par le laboratoire afin d'obtenir un béton suffisamment plastique pour présenter une bonne ouvrabilité et ainsi, ne pas risquer de voir apparaître au décoffrage des parements d'aspect défectueux par suite de défaut de remplissage, tels que cavernes, nids de gravier ou armatures mal enrobées. Il faut bien dire que parfois, malheureusement, le laboratoire se soucie trop peu de cette qualité première qu'est l'ouvrabilité car il est souvent obnubilé par la recherche de la résistance ; cela le conduit à prévoir des dosages en eau trop faibles aboutissant à des bétons trop secs avec lesquels on aura pu, certes, réaliser en laboratoire de belles éprouvettes mais qui occasionnent sur le chantier des difficultés de mise en œuvre. Un dosage en eau

suffisant est donc un facteur d'ouvrabilité ; cependant il ne faut en jouer qu'avec discernement car son augmentation entraîne une baisse des qualités intrinsèques du béton : résistance, retrait, porosité, imperméabilité... C'est pourquoi le dosage en eau est un problème délicat dans la fabrication du béton, non seulement par ses conséquences, en opposition sur l'ouvrabilité et sur la résistance mais également par la difficulté de le contrôler à la fabrication. En effet, la quantité d'eau totale (eau d'apport des granulats + eau à ajouter) est en général indiquée par le laboratoire qui a étudié le béton et qui indique par exemple : « eau sur granulats secs : 190 litres ». Son dosage précis et constant est difficile sur le chantier en fonction de la teneur en eau des granulats qui peut varier dans d'importantes proportions. La mesure de cette teneur en eau est d'ailleurs délicate. De nombreuses méthodes ont été proposées, dont le chauffage de l'échantillon humide à une température égale ou légèrement supérieure à 100 °C. Cette méthode, dite de la poêle à frire, est la plus simple et la plus courante sur les chantiers.

On peut également avoir recours à d'autres méthodes ; le brûlage à l'alcool ; la pesée hydrostatique de l'échantillon (connaissant la masse spécifique des éléments solides) ; l'extraction de l'eau par distillation ; la mesure de la résistance électrique du sable mouillé ou la méthode née de la physique nucléaire et basée sur le ralentissement des neutrons émis par des éléments radioactifs en fonction de la teneur en eau (sondes à neutrons).

Surtout si les matériaux sont poreux (certains calcaires, par exemple), toutes ces méthodes peuvent conduire, si l'on n'y prend garde, à des erreurs parfois grossières. Bien entendu, il faut spécifier qu'il s'agit de la mesure des teneurs en eau pour matériaux à bétons.

Le poids d'un granulat est en effet composé du poids du granulat sec, de l'eau intergranulaire se trouvant entre les grains et sur la surface des grains (eau adsorbée), appelée eau de mouillage, et de l'eau de rétention fixée à l'intérieur des grains (eau absorbée, eau interne).

Par l'une ou l'autre des méthodes précitées, on détermine la quantité d'eau totale du granulat (eau de mouillage + eau de rétention totale ou partielle, suivant le degré de dessiccation). Or, au moment du mélange des matériaux, on doit déduire de la quantité d'eau totale prévue (eau sur agrégats secs) la quantité d'eau apportée par les granulats. Si on déduit l'eau d'apport éliminée par dessiccation totale, c'est-à-dire l'eau intergranulaire et l'eau de rétention, on s'aperçoit rapidement qu'on obtient en définitive un béton sous-dosé en eau. Il a été observé, par exemple, qu'un béton étudié en laboratoire avec des matériaux secs et calcaires dont le dosage en eau avait été déterminé pour obtenir un béton très maniable, était impossible à mettre en œuvre sur le chantier. Or, à cette époque, il pleuvait, le sable était gorgé d'eau et le chef de chantier, en toute conscience, déterminait les teneurs en eau avec la méthode classique de la poêle à frire. Mais lorsque ce chef de chantier n'ajoutait à la bétonnière que la quantité d'eau calculée, déduction faite de la teneur en eau totale des granulats, on arrivait à un béton dans lequel il manquait visiblement 20 à 30 litres d'eau par mètre cube. La raison en était la suivante : lors de la confection d'un béton, si celui-ci a été étudié en laboratoire avec des matériaux secs, il ne faut pas déduire l'eau totale

apportée par les granulats, mais seulement l'eau intergranulaire située entre les grains et autour des grains. L'eau de rétention fixée à l'intérieur des grains est en supplément par rapport au béton des matériaux secs du laboratoire ; elle ne participe pas, en effet, à la lubrification ; on diminue donc d'une façon anormale la quantité d'eau nécessaire au malaxage, puisqu'il n'a pas été tenu compte de cette eau de rétention, dans la détermination du dosage en laboratoire partant de matériaux secs, lesquels ne récupèrent qu'une très faible partie de leur eau interne au cours du malaxage.

Cette anomalie est moins évidente avec des matériaux siliceux, mais il n'en reste pas moins que le dosage en eau du béton est toujours une question délicate sur le chantier ; le coup d'œil d'un bon chef de chantier expérimenté est très utile ainsi, et surtout, qu'un contrôle fréquent de la plasticité par un procédé simple et rapide, comme l'affaissement au cône par exemple.

D'autre part, aussi précise que soit la mesure de la teneur en eau, il est toujours hasardeux d'extrapoler à plusieurs mètres cubes une mesure faite sur 2 ou 3 kg de matériaux.

C'est pourquoi, lors de l'exécution d'un béton, il y a lieu d'indiquer, à titre d'approximation, un dosage en eau totale sur matériaux secs, mais aussi d'effectuer impérativement la mesure de l'affaissement optimal désiré (slump-test), car c'est finalement lui seul qui compte et qui permet de déterminer le dosage en eau avec une précision assez bonne et permet d'indiquer le dosage en eau efficace, c'est à dire celle située au moment du malaxage entre les grains constituant le squelette du béton (squelette constitué par le ciment, le sable, les graviers et additions diverses) et qui est la somme de :

- l'eau introduite dans la bétonnière au moment du malaxage ;
- plus l'eau apportée par les granulats ;
- plus l'eau apportée par les adjuvants ;

dont est retirée l'eau absorbée par les granulats et qui reste dans leurs pores.

Enfin il ne faut pas oublier que dès la fin du malaxage, le béton commence à évoluer en sorte que le slump mesuré sous la goulotte du malaxeur est différent et nettement supérieur à celui présenté par le béton lorsqu'il arrive sur le chantier après un temps de transport plus ou moins long et ce, d'autant plus que la température ambiante est élevée. Or c'est la valeur sur chantier qui importe pour la mise en œuvre correcte du béton et c'est cette valeur qui doit être visée compte tenu du type d'ouvrage à réaliser et des moyens de mise en œuvre envisagés ; par exemple pour un béton de pieux on cherchera un slump supérieur à 16 ou 18 cm à l'arrivée sur chantier, alors que pour la confection de pièces moulées en coffrage glissant un slump de 5 à 8 cm doit être recherché.

Cependant, il existe d'autres méthodes permettant de contrôler et de régler le dosage en eau à la fabrication ; nous citerons en particulier une méthode qui consiste à enregistrer la puissance électrique absorbée au cours du malaxage ; en effet, elle est d'autant moins élevée que le béton est plus mou ; au début du malaxage, elle est en général assez importante puis au fur et à mesure que l'eau se trouve répartie dans le mélange elle baisse et se maintient ensuite à peu près constante suivant un palier

(fig. IX-6). Il suffit de régler l'arrivée de l'eau pour que ce palier se place approximativement à une hauteur donnée préalablement déterminée et repérée sur la bande enregistreuse.

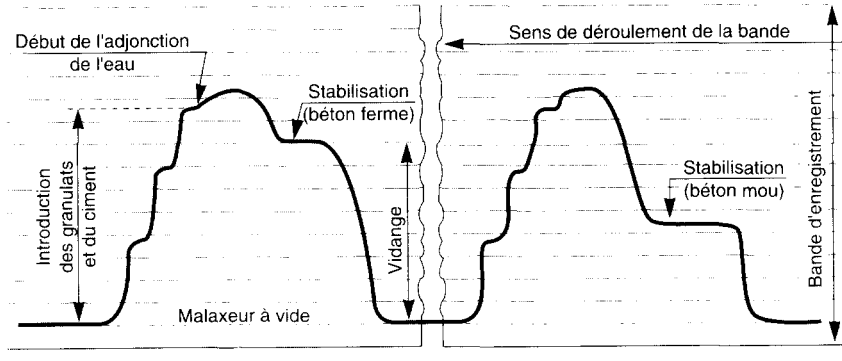


Fig. IX-6 – Enregistrement de la puissance absorbée au malaxeur.
Le palier de stabilisation correspond à une puissance d'autant plus élevée que le béton est plus ferme (principe de l'hydromètre, brevet n° 1 502 744).

2.4 Emplois d'adjuvants

Nous venons de voir qu'une amélioration de l'ouvrabilité nécessite parfois une augmentation du dosage en eau et cela au détriment de la résistance. Aussi, pour conserver cette résistance, la solution consiste à avoir recours à des adjuvants plastifiants ou superplastifiants qui permettent d'augmenter les qualités de plasticité, fluidité et ouvrabilité tout en diminuant le dosage en eau ce qui entraîne alors une amélioration de la résistance.

À titre d'exemple nous citons des résultats obtenus sur des bétons réalisés pour des essais d'adjuvants ; la composition était la suivante :

Pour le béton témoin (sans adjuvant) :

Ciment CPJ 42,5	300 kg
Diorite 20/40	1 430 kg
Sable 0/6 mm	735 kg
Eau	125 ℓ.

Pour le béton avec adjuvant P.E.A. (Plastifiant-Entraîneur d'Air) la composition était la même mais le dosage en eau avait pu être ramené à 105 l tout en maintenant une maniabilité équivalente.

On a également fait des essais avec la même composition mais en employant du ciment pouzzolanique et un superplastifiant.

Les essais de résistance en compression mesurée sur éprouvettes ont donné les résultats indiqués au tableau 9-3.

Tableau 9-3

Influence de l'emploi d'un plastifiant-entraîneur d'air et d'un superplastifiant.

Ciment	Types de béton	Résistance en compression (en MPa)	
		à 7 jours	à 28 jours
CPJ 42,5	Béton témoin	24	35
	Béton avec P.E.A.	41	54
Ciment pouzzolanique	Béton témoin	20,4	33
	Béton avec superplastifiant	23,5	41

Ces résultats montrent l'intérêt de tels adjuvants mais ne doivent être considérés que sous leur aspect qualitatif. En effet leur efficacité, qui, pour les plastifiants ou superplastifiants, consiste à accroître la maniabilité du béton qui passe d'une consistance ferme, difficile à mettre en œuvre, à une consistance plastique voire fluide, non seulement sans diminution mais avec augmentation des résistances, dépend de nombreux facteurs, tels que :

- le dosage en plastifiant qui dépend du produit utilisé ;
- la nature du ciment (où l'on retrouve l'importance du couple ciment-adjuvant) ;
- le dosage en ciment ;
- la finesse du sable ;
- la nature des granulats... etc.

D'où il convient de déterminer au moyen d'essais préalables les dosages à utiliser en fonction des paramètres en présence pour pouvoir quantifier les performances atteintes ou recherchées.

3. RÉSISTANCE

La résistance a été longtemps considérée comme la qualité essentielle, pour ne pas dire la seule, à rechercher pour un béton ; ouvrabilité et résistance sont à étudier de pair car elles sont étroitement dépendantes l'une de l'autre et d'autant plus qu'elles varient en sens inverse en fonction de certains facteurs essentiels de la composition du béton.

Nous allons examiner ci-après les différents facteurs ayant une influence sur la résistance et sur lesquels on pourra jouer ou compter pour l'amélioration de cette qualité, mais il convient tout d'abord de bien en définir les mesures usuelles ainsi que les valeurs et critères à retenir.

3.1 Essais, mesures et critères de la résistance d'un béton

Ces essais et mesures sont normalisés et pour plus de détails on pourra se reporter au chapitre XV et à l'analyse succincte des normes correspondantes. Nous ne donnerons ci-après que les seules notions fondamentales nécessaires pour la suite de cet exposé.

3.1.1 *Résistance en compression*

Notation : la résistance en compression à 28 jours est désignée par f_{c28}.

Elle se mesure par compression axiale de cylindres droits de révolution et d'une hauteur double de leur diamètre. Le cylindre le plus couramment employé est le cylindre de 16 (Ø = 15,96 cm) dont la section est de 200 cm^2. La normalisation européenne indique comme dimensions des cylindres Ø = 15 cm de H = 30 cm.

3.1.2 *Résistance en traction*

Notation : la résistance en traction à 28 jours est désignée par f_{t28}.

Plusieurs essais peuvent être réalisés :

a) en traction directe, la mesure se fait par mise en traction de cylindres identiques aux précédents mais l'essai est assez délicat à réaliser car il nécessite, après sciage des extrémités, le collage de têtes de traction parfaitement centrées, l'opération devant avoir lieu sans aucun effort de flexion parasite.

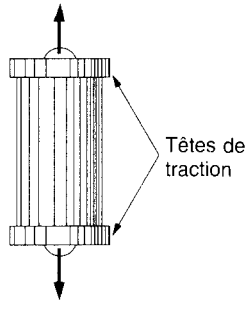


Fig. IX-7 – Essai de traction directe.

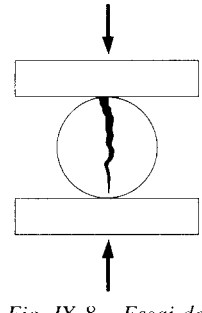


Fig. IX-8 – Essai de traction par fendage.

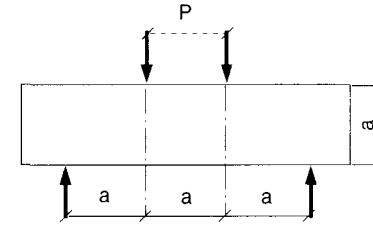


Fig. IX-9 – Essai de traction par flexion.

b) en traction par fendage, l'essai consiste à écraser un cylindre de béton suivant deux génératrices opposées entre les plateaux d'une presse ; cet essai est souvent appelé « Essai Brésilien ».

Si P est la charge de compression maximale produisant l'éclatement du cylindre par mise en traction du plan diamétral vertical, la résistance en traction sera :

$$f_{tj} = 2\frac{P}{\pi DL},$$

avec : j = âge du béton (en jours) au moment de l'essai ;
D et L = diamètre et longueur du cylindre.

c) en traction-flexion, c'est l'essai le plus couramment utilisé. Il consiste à rompre en flexion une éprouvette prismatique de côté *a* et de longueur 4*a*. Pour une charge totale P, le moment de flexion constant entre les deux points d'application de la charge est :

$$M = \frac{Pa}{2} \text{ (voir fig. XIV-10).}$$

La section a pour module d'inertie $\frac{I}{v} = \frac{a^3}{6}$ et la contrainte de traction correspondante sur la fibre inférieure est :

$$f_{tj} = \frac{Mv}{I} = \frac{6M}{a^3}$$

Toutefois, la comparaison des résistances obtenues en traction-flexion avec celles mesurées en traction directe ou par fendage montre que ces dernières sont en général et en moyenne inférieures de 40 % environ par rapport aux premières ; ceci peut s'expliquer par la plastification du béton dans la phase de prérupture ; ne sont alors plus valables les lois de l'élasticité qui donnent $\sigma = \frac{6M}{a^3}$ (proportionnalité des contraintes et des déformations).

On affecte donc d'un coefficient 0,6 les valeurs trouvées en traction-flexion et le calcul dans ce cas se fait par la formule :

$$f_{tj} = \frac{3,6M}{a^3}$$

Nota : Pour plus de détails sur les modalités d'exécution de ces essais voir le paragraphe 6.3 du chapitre XIV.

3.2 Influence de la qualité du ciment

Nous avons précisé au chapitre 1 (paragraphe 4.3) qu'une des caractéristiques essentielles de la qualité d'un ciment était sa « classe de résistance » et nous rappelons qu'un ciment de la classe 42,5 par exemple présente une résistance comprise entre 42,5 et 62,5 MPa, en sorte que le béton fabriqué avec ce ciment présentera donc lui-même une résistance plus ou moins importante fonction de la *« classe vraie »* de ce ciment. Dans une étude de béton, il conviendra de tenir compte (dans toute la mesure du possible) de cette « classe vraie d'essai » que nous désignerons par C_E ; si cette classe vraie n'est pas connue, on pourra adopter dans l'étude, la valeur médiane 52,5 en sachant que cette valeur risque d'être un peu inférieure à la classe moyenne. La résistance du béton ainsi étudié devra être également considérée comme valeur moyenne probable : cette valeur moyenne devra évidemment être fixée, pour l'étude, au-dessus (+ 15 à 20 %) de la résistance caractéristique spécifiée f_{ck} pour le béton en question (voir paragraphe 4.1, chapitre IX).

Remarque : *nous rappellerons simplement dans ce paragraphe que les documents réglementaires et notamment le fascicule 65 A spécifient que lors des épreuves d'étude des bétons, si on désigne par f_{CE} la résistance moyenne à la compression obtenue sur trois éprouvettes, la valeur trouvée doit répondre simultanément aux deux conditions suivantes :*

$$(1) \qquad f_{CE} \geqslant f_{c28} + \lambda (C_E - C_{min})$$

$$(2) \qquad f_{CE} \geqslant 1,1 f_{C28}$$

formules dans lesquelles :

- f_{c28} *est la résistance caractéristique spécifiée du béton à 28 jours ;*
- C_E *est la résistance à la compression du ciment à 28 jours ;*
- C_{min} *est la valeur minimale de résistance à la compression à 28 jours du ciment (classe minimale garantie à 99 %) ;*
- λ *est un coefficient pris égal à 1 sauf justification de la relation entre la résistance du béton et celle du ciment utilisé.*

(Bien qu'il s'agisse de comparer une valeur d'essai f_{CE} *à la valeur caractéristique* f_{c28}*, cette valeur* $\lambda = 1$ *paraît trop forte compte tenu que dans le béton, la classe vraie du ciment fait certes varier la résistance du béton, mais non pas en « valeur absolue » mais proportionnellement, le coefficient de proportionnalité étant de l'ordre de 1/2).*

Le fascicule 65 A indique par ailleurs que si l'on dispose d'éléments permettant de prévoir la résistance du ciment avec plus de précision qu'en considérant strictement les tolérances fixées par la norme, ce qui peut être le cas lorsque l'on dispose des résultats d'auto-contrôle du fournisseur, on peut remplacer C_{min} *par la valeur minimale susceptible d'être respectée.*

Par ailleurs, il convient de tenir compte de l'aspect statistique de ces appréciations (la classe minimale du ciment est garantie à 99 % de valeurs supérieures) et qu'en pratique les résistances minimales trouvées sont toujours nettement au-dessus de cette résistance minimale C_{min} *garantie.*

3.3 Influence du dosage en ciment et du dosage en eau

3.3.1 *Rapport C/E*

La résistance croît en même temps que le dosage en ciment C et elle décroît en fonction du dosage en eau E et c'est pourquoi on a tendance à prendre en compte le rapport C/E comme facteur global intervenant dans la résistance du béton. Il est également d'usage pour certains d'adopter le facteur inverse E/C. Dans sa forme C/E, il permet d'exprimer la valeur de la résistance par une simple fonction linéaire et croissante comme par exemple celle qui correspond à la formule de Bolomey :

$$R = K\,(C/E - 0{,}5).$$

De plus sa plage d'utilisation est apparemment plus nuancée puisque pour C/E variant de 1,5 à 2,5 le E/C ne varie que de 0,66 à 0,4.

Comme dans toutes ces formules, car il y en a bien d'autres, il est prévu un coefficient K qui est censé contenir beaucoup de paramètres : nature et classe du ciment, qualité des granulats (nature minéralogique, adhérence, forme, propreté), granulométrie du mélange, module de finesse des sables, intensité et procédé de serrage, etc. On ne peut donc prétendre expliciter numériquement ce coefficient autrement que par des essais préalables prenant en compte ces paramètres dans les conditions réelles et

particulières au béton étudié. Cependant, si l'on veut que la formule ait quelque utilité pratique, il convient de pouvoir fixer, grossièrement peut-être, mais numériquement, une valeur moyenne approximative de K. Nous avons déjà indiqué que la résistance du béton était sensiblement fonction linéaire de la classe vraie du ciment C_E ; si donc nous choisissons la formule de Bolomey parce que c'est la plus simple et celle qui nous a semblé se vérifier lors de très nombreux essais, celle-ci peut s'écrire :

$$f_{c28} = G.C_E\left(\frac{C}{E} - 0,5\right)$$

f_{c28} = résistance du béton en compression à 28 jours (en valeur moyenne),

C_E = classe vraie du ciment à 28 jours (ou valeur moyenne),

C = dosage en ciment (en kg/m^3),

E = dosage en eau totale sur matériaux secs (en l/m^3).

G = coefficient granulaire (valeur moyenne $G \geqslant 0,50$; explicitée plus en détail au paragraphe 3.3 du chapitre X tableau 10-8).

La formule précédente pourrait faire croire que l'on obtiendra des bétons de résistance analogue quel que soit le dosage en ciment à condition de maintenir le même rapport C/E en déduisant le dosage en eau E à partir de la valeur choisie pour le dosage en ciment C. Il n'en est rien, car en choisissant par exemple un faible dosage en ciment on trouvera un dosage en eau faible, et d'autant plus que la valeur de C/E sera plus grande, et l'on obtiendra alors à coup sûr un béton beaucoup trop sec (et vice versa). Le dosage en ciment est donc fonction de ce rapport C/E mais en même temps du dosage en eau nécessaire pour obtenir une plasticité et une ouvrabilité convenables. On peut exprimer le principe suivant :

À plasticité équivalente le dosage en ciment doit être d'autant plus élevé que le rapport C/E est grand ;

Par exemple :

Pour une plasticité moyenne normale (affaissement 5 à 7 cm), C = 250 à 300 kg/m^3 devrait suffire pour un rapport C/E de 1,5 alors qu'il faudra environ 400 kg/m^3 pour un C/E de 2,0 (voir au chapitre X les abaques des figures X-14 et X-15).

D'autre part, cette relation linéaire entre la résistance et le rapport C/E n'est valable que pour des valeurs de C/E allant de 1,5 à 2,5 (valeurs les plus courantes) ; pour des valeurs inférieures la résistance décroît moins vite quand C/E diminue (fig. IX-10). Il est en effet bien évident que pour C/E = 0,5 on obtient une résistance assez faible mais certainement pas nulle. De même, une augmentation du C/E ne peut s'obtenir que pour des dosages en ciment très élevés et la résistance du béton atteindra finalement un plafond. On peut donc admettre que la résistance du béton en fonction du rapport C/E évolue comme indiqué sur la figure IX-10.

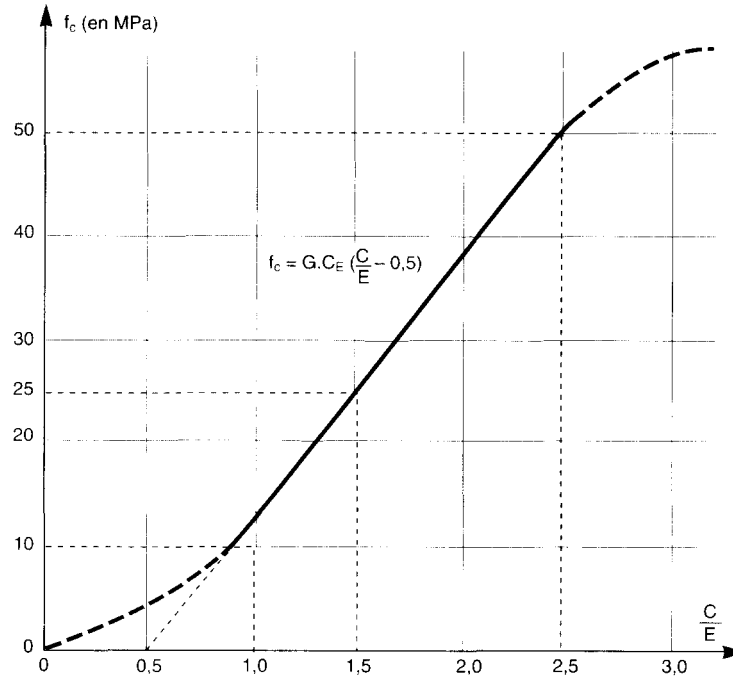


Fig. IX-10 – Forme de la relation entre le rapport C/E et la résistance en compression f_c.
La figure correspond au cas particulier $G.C_E = 25$ soit par exemple : $G = 0{,}50$ et $C_E = 50$ MPa.

Remarque : *en transformant la relation Résistance/C/E en Résistance E/C, parfois préférée, on obtient les valeurs suivantes :*

pour $E/C = 0{,}33$ $f_c \# 60MPa$
$E/C = 0{,}40$ $f_c \# 50MPa$
$E/C = 0{,}50$ $f_c \# 40MPa$
$E/C = 0{,}60$ $f_c \# 30MPa$
$E/C = 0{,}70$ $f_c \# 22MPa$

3.3.2 *Dosage minimal en ciment*

La tendance est aujourd'hui à ne plus fixer le dosage en ciment par contrats, prescriptions ou devis particuliers, mais à exiger un béton de résistance caractéristique donnée ; c'est le cas en ce qui concerne la vente des bétons prêts à l'emploi. Cependant, un dosage suffisant en ciment reste toujours nécessaire pour d'autres qualités (ouvrabilité, étanchéité...), c'est pourquoi tout en laissant à l'entreprise le soin de fixer le dosage en ciment lui permettant de garantir la résistance, les maîtres d'œuvre tendent maintenant à prescrire un dosage minimal pour le ciment.

Bien qu'il y ait, fort heureusement d'ailleurs, concordance entre les spécifications des différents textes réglementaires, ces dernières ne revêtent pas toujours les mêmes formes suivant que l'on regarde seulement l'aspect résistance souhaitable ou que l'ensemble du problème soit pris en considération en tenant compte par conséquent de l'environnement, comme dans les derniers textes parus.

Les dosages minimaux en ciment indiqués dans la norme P 18 011 sur la classification des environnements agressifs sont fixés à :

$C \geq \frac{550}{\sqrt[5]{D}}$, dans le cas d'un environnement d'agressivité A2, c'est-à-dire moyenne ;

$C \geq \frac{700}{\sqrt[5]{D}}$, dans le cas d'environnements de classes d'agressivité A3 ou A4 c'est-à-dire forte ou très forte, ainsi que pour les bétons précontraints.

Ces valeurs minimales sont également spécifiées dans la norme NF P 18 201 relative à l'exécution des travaux en béton.

Les dosages minimaux prescrits par le fascicule 65 A, fondés également sur l'environnement dans lequel sont situées les différentes parties d'ouvrage sont de :

- en milieu non exposé : aucune spécification particulière,
- en béton armé exposé à un milieu sans agressivité particulière : $C \geq \frac{550}{\sqrt[5]{D}}$,
- en béton armé exposé à un milieu sans agressivité particulière mais comportant un parement fin : $C \geq \frac{600}{\sqrt[5]{D}}$,
- en béton armé exposé à des conditions agressives sévères ou coulé sous l'eau, ainsi qu'en béton précontraint : $C \geq \frac{700}{\sqrt[5]{D}}$.

Le BAEL 91 indique quant à lui des dosages minimaux en kg de ciment par m^3 de béton permettant l'obtention des résistances caractéristiques dans les cas courants. Ces dosages sont indiqués en fonction de la classe de ciment et de la dimension maximale des granulats « D » et en considérant, dans chaque cas, les fabrications de béton avec autocontrôle surveillé (AS), ou les fabrications dans des conditions courantes (CC) c'est-à-dire moins rigoureuses.

Classes ciment	32,5 et 32,5 R		42,5 et 42,5 R	
	CC	AS	CC	AS
D = 16	300 kg/m^3			
20	350 kg/m^3	325 kg/m^3	325 kg/m^3	300 kg/m^3
25	à justifier	400 kg/m^3	375 kg/m^3	350 kg/m^3
30	non admis	à justifier	à justifier	à justifier

Enfin la norme P 18 305 relative aux bétons prêts à l'emploi préparés en usine, indique des dosages minimaux tenant compte de l'environnement dans lequel est situé l'ouvrage et du type de béton (non armé, armé...). Dans le tableau 11-3 du chapitre XI § 5.4, relatif aux conditions que doivent respecter les dosages des bétons prêts à l'emploi, les valeurs minimales spécifiées pour les BPE sont indiquées suivant les différents cas rencontrés.

Tableau des dosages minimaux résultant des spécifications

D en mm	5	6,3	8	10	12,5	16	20	25	31,5	40	50	63	80	100
$\sqrt[5]{D}$	1,38	1,45	1,52	1,59	1,66	1,74	1,82	1,90	2,00	2,09	2,19	2,29	2,40	2,51
$\frac{700}{\sqrt[5]{D}}$	500	480	460	440	420	400	385	370	350	335	320	305	290	280
$\frac{600}{\sqrt[5]{D}}$	435	415	395	378	362	345	330	315	300	288	275	262	250	240
$\frac{550}{\sqrt[5]{D}}$	400	380	362	346	332	316	302	290	275	263	251	240	230	220

Enfin nous rappelons le tableau des dosages minimaux en fonction de l'environnement, tel qu'il résulte du projet de révision de la norme européenne (Chap. IV, § 2.3) :

Classes d'exposition																	
	Pas de risque	Carbonatation				Corrosion par les chlorures						Gel/dégel				Environnements avec substances chimiques agressives		
						Eau de mer			Autres chlorures									
	X 0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3
Teneur mini en ciment kg/m^3		260	280	280	300	300	320	340	300	300	320	300	300	320	340	300	320	360

3.4 Influence de la granularité

Nous supposons dans ce qui suit, en particulier pour ce qui concerne le rapport $\frac{G}{S} = \frac{\text{Gravier}}{\text{Sable}}$, que la coupure entre sable et gravier se fait, selon l'usage, au module 38 (tamis de 5 mm).

Tableau 9-4

Récapitulation des principales qualités des bétons en fonction de leur G/S et de leur granularité continue ou discontinue.

Caractéristiques	**Appréciations concernant les bétons**	
	à G/S élevé par rapport à ceux à G/S faible	**à granularité discontinue par rapport à ceux à granularité continue**
Ouvrabilité	moins bonne surtout pour G/S > 2,2	moins bonne surtout si G/S > 2,2
Résistance en compression	meilleure, surtout pour G/S ⩾ 2,2	très légèrement supérieure
Résistance en traction	sans corrélation apparente	très légèrement inférieure
Module d'élasticité	sans corrélation très nette sauf pour le module statique un peu plus élevé en fonction de G/S	un peu plus élevé
Vitesse du son	sans corrélation très nette	légèrement supérieure
Indice sclérométrique	un peu supérieur	très légèrement supérieur
Retrait	sans corrélation très nette	moins élevé surtout si G/S > 2,2
Compacité, densité	légèrement plus élevée pour G/S > 2,2	un peu plus élevée

Le rapport G/S correspond au rapport des volumes absolus qui, si G et S ont même masse spécifique, correspond au rapport des poids.

Au cours des nombreuses études réalisées sur la composition des bétons, ce qui surprend, c'est l'influence relativement faible de la composition granulométrique du béton, tant en ce qui concerne les proportions relatives de sable et de gravier (rapport G/S) que la continuité ou discontinuité de la courbe granulométrique. Les appréciations concernant cette influence sur les différentes qualités des bétons sont résumées dans le tableau 9-4 récapitulant les principales qualités des bétons en fonction de leur G/S dont les indications sont tirées en partie des courbes expérimentales de la figure IX-11 : il y apparaît en effet que pour des G/S ⩽ 2 (valeurs les plus courantes) l'influence du rapport G/S est relativement faible, tandis que la résistance augmente plus sensiblement pour des valeurs plus élevées de G/S surtout pour les bétons fermes ; mais pour des raisons d'ouvrabilité, il ne convient pas de dépasser G/S = 2,0 à 2,2 pour les bétons courants, sauf à prendre des précautions particulières à la mise en œuvre.

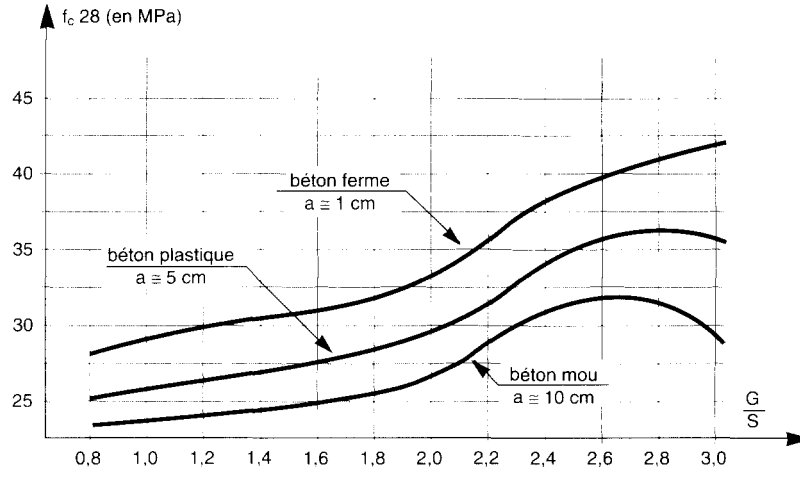


Fig. IX-11 – Exemple de variation de la résistance en compression à 28 jours en fonction de G/S et pour trois plasticités différentes.
Béton à 350 kg de ciment par mètre cube – granularité continue D = 25 mm.

Il en résulte que le facteur G/S n'est pas particulièrement prépondérant. Par contre, la granularité du sable, définie par exemple par son module de finesse, est un facteur très important. Il faut utiliser de préférence pour un sable 0/5 mm, un module de finesse de 2,20 à 2,80 dont la courbe s'inscrit dans le fuseau A de la figure VI-5.

Nota : La tendance actuelle est de ne pas dépasser, en général, des valeurs de G/S de 1,5 à 1,6; c'est un léger sacrifice de la résistance au profit de l'ouvrabilité, les rapports inférieurs à 1,5 étant réservés aux cas où les conditions de mise en place du béton sont difficiles compte tenu de la présence d'un ferraillage dense et/ou d'un effet de paroi important.

3.5 Importance de l'adhérence mortier-gravier

Une part importante de la résistance (surtout en traction) est fonction de la plus ou moins bonne adhérence du mortier sur la surface des graviers. Cette qualité peut même être plus importante que la résistance et la dureté du gravier lui-même comme le montre l'essai suivant : en partant d'un gravier 16/25 silico-calcaire du Bassin Parisien que l'on a trié à la main (silex d'un côté, calcaire de l'autre), on a fabriqué deux bétons toutes choses égales par ailleurs (même dosage, même plasticité, etc.) : un béton de gravier calcaire et un béton de gravier siliceux.

On a obtenu à 28 jours :

- pour le gravier calcaire : $f_{c28} = 41{,}5$ MPa ; $f_{t28} = 2{,}7$ MPa,
- pour le gravier siliceux : $f_{c28} = 40$ MPa ; $f_{t28} = 2{,}3$ MPa.

On voit que, malgré la qualité de dureté du silex bien supérieure à celle du calcaire, on a, en traction, une résistance nettement plus élevée avec le calcaire. Par l'examen des plans de rupture des éprouvettes on se rend compte que la rupture du béton de silex se fait par décollement des graviers, tandis que pour le béton de calcaire la très bonne adhérence du mortier sur les graviers entraîne la rupture des graviers eux-mêmes ; il en est de même pour un béton avec granulats d'argile expansée.

L'importance de l'adhérence mortier-graviers illustre la nécessité de disposer de granulats propres, ce qui dans la plupart des cas ne peut s'obtenir que par un lavage efficace car, outre une demande en eau plus élevée nécessitée par l'emploi de granulats pollués, d'où chute des résistances, s'ajoute le mauvais collage pâte-granulats qui entraîne à son tour une diminution des caractéristiques mécaniques pouvant dépasser 10 %.

3.6 Résistance du béton frais

Cette question intéresse plus particulièrement les préfabricants pour le démoulage immédiat (avant prise du ciment) d'éléments de grande série.

À la suite d'études faites sur ce sujet, il semble que :

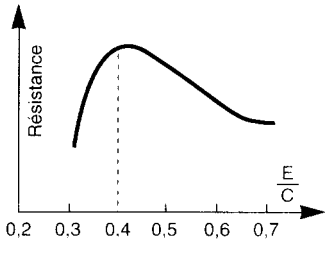


Fig. IX-12 – Résistance du béton frais.

- le rapport optimal E/C soit voisin de 0,40 (béton plutôt sec),
- le pourcentage optimal $\frac{\text{Sable}}{\text{Granulat}}$ soit d'environ 0,38 (soit : G/S = 2,6 valeur élevée),
- les granulats concassés donnent des résistances plus élevées que les granulats roulés,
- la fréquence de la vibration soit prépondérante (résistance triplée quand on passe de 3 000 à 6 000 périodes par minute).

La résistance en compression peut atteindre 0,3 à 0,4 MPa tandis que celle en traction ne dépasse guère 1/100^{e} de ces valeurs soit 0,004 MPa.

La forme des courbes étant, en général, celle indiquée sur la figure IX-12, on peut en conclure que le dosage en eau est moins dangereux par excès que par défaut.

3.7 Influence de l'âge sur le durcissement du béton

Il existe une formule bien connue qui lie la résistance en compression d'un béton à son âge j (en jours) :

$$\sigma'_j = a + b \log j.$$

Cette formule comporte des paramètres a et b qu'il est difficile d'expliciter autrement que par des essais à deux âges assez différents l'un de l'autre ; 7 jours et 28 jours sont certainement un minimum pour déterminer a et b avec une approximation suffisante. Il semble toutefois que la variation ne soit pas linéaire en fonction de log j mais qu'elle s'infléchisse en tendant pratiquement vers une limite supérieure. Dans la pratique le problème se pose la plupart du temps de la façon suivante.

Pour un ouvrage ou partie d'ouvrage et avec des matériaux donnés, on doit réaliser un béton présentant des résistances données à certains âges, par exemple 14 ou 28 jours (ou plus), pour décoffrages ou mise en tension, ou pour réception et mise en service...

On dispose rarement du temps nécessaire pour effectuer un essai préalable à 28 jours (ou plus) et encore moins des essais successifs. Il semblerait donc que si une formule d'extrapolation doit être employée, sa forme la plus pratique serait :

$$\frac{\sigma'_j}{\sigma'_7} = \text{une fonction de } \log j.$$

Elle permettrait en effet d'évaluer, approximativement bien entendu mais rapidement, la résistance à escompter à j jours à partir d'un ou plusieurs essais à 7 jours exécutés avec les matériaux à disposition et des dosages différents (granularité, dosage en ciment, en eau, emploi éventuel d'adjuvants, etc.).

Une formule de ce genre ne peut résulter que d'une étude statistique portant sur un grand nombre d'éprouvettes et de bétons de qualités différentes. Des essais systématiques réalisés sur un très grand nombre d'éprouvettes avec divers bétons et à des âges différents ont permis d'établir un rapport entre les résultats obtenus à « j » jours et à 7 jours.

Nous donnons, figure IX-13, le graphique de variation de ce rapport : σ'_j / σ'_7 en fonction de j (ou plutôt de log j), d'où il ressort que la fonction la plus représentative serait $\sigma'_j / \sigma'_7 = a + b\,(\log j)^n$.

Nous avons choisi la valeur σ'_7 résistance à 7 jours, comme paramètre de base, bien que cette valeur puisse être assez sensiblement influencée par la rapidité de prise du ciment, la température et l'état hygrométrique. Mais pratiquement, c'est la valeur à partir de laquelle on est le plus généralement obligé d'extrapoler, et une formule ayant comme paramètre la résistance à 28 jours (ou plus) serait peut-être théoriquement plus valable, mais n'aurait, en pratique, aucun intérêt.

La formule générale proposée qui correspond approximativement à la médiane du fuseau de dispersion est la suivante :

$$\frac{\sigma'_j}{\sigma'_7} = 2{,}92 - \frac{1{,}77}{\log j}.$$

Nous précisons que cette formule n'est valable que pour j = âge du béton > 7 jours.

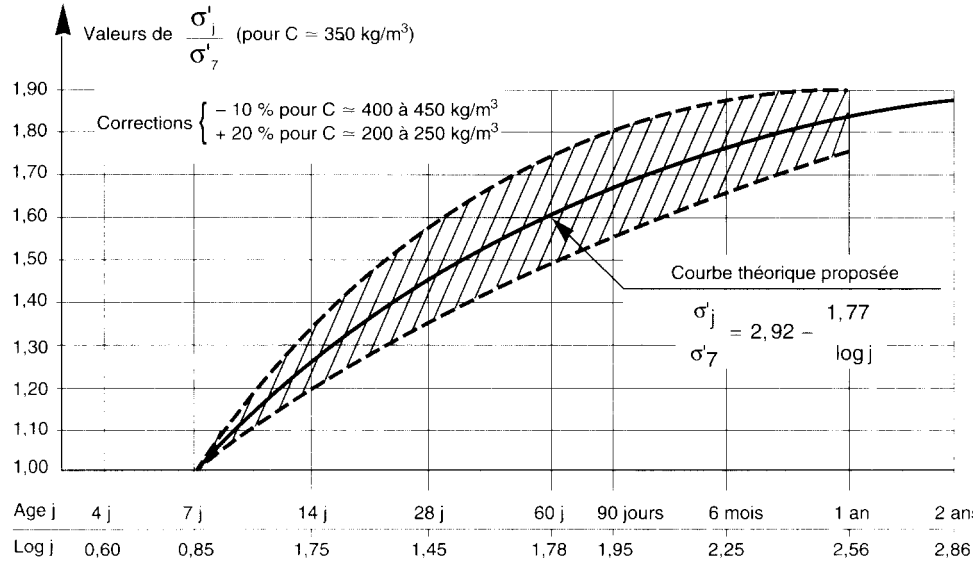

Valeurs de $\frac{\sigma'_j}{\sigma'_7}$ (pour C ≈ 350 kg/m³)
1,90
1,80
1,70
1,60
1,50
1,40
1,30
1,20
1,10
1,00
Corrections { − 10 % pour C ≈ 400 à 450 kg/m³
+ 20 % pour C ≈ 200 à 250 kg/m³
Courbe théorique proposée
$\frac{\sigma'_j}{\sigma'_7} = 2,92 - \frac{1,77}{\log j}$
Age j 4 j 7 j 14 j 28 j 60 j 90 jours 6 mois 1 an 2 ans
Log j 0,60 0,85 1,75 1,45 1,78 1,95 2,25 2,56 2,86

Fig. IX-13 – Variation du rapport $\frac{\sigma'_j}{\sigma'_7}$ *en fonction de l'âge du béton.*

On avait défini tout d'abord une fonction correspondant avec plus de précision à la courbe médiane du fuseau, mais elle comportait un exposant fractionnaire; elle était d'application beaucoup moins pratique, et cette recherche de précision est purement illusoire dans ce domaine.

À partir de cette formule on peut évidemment en établir d'autres donnant :

$$\frac{\sigma'_j}{\sigma'_{14}} ; \quad \frac{\sigma'_j}{\sigma'_{21}} ; \quad \frac{\sigma'_j}{\sigma'_{28}} ; \text{ etc.,}$$

par exemple :

$$\frac{\sigma'_j}{\sigma'_{28}} = \frac{\sigma'_j}{\sigma'_7} \times \frac{\sigma'_7}{\sigma'_{28}} = \frac{\sigma'_j}{\sigma'_7} \times \frac{1}{1,45} \quad \left(\text{car } \frac{\sigma'_{28}}{\sigma'_7} = 1,45 \text{ d'après la formule précédente}\right)$$

d'où l'on déduit :

$$\frac{\sigma'_j}{\sigma'_{28}} = 2 - \frac{1,20}{\log j}$$

avec j = âge du béton > 28 jours.

Nous donnons dans le tableau 9-5 les coefficients calculés sur ces bases et pour diverses valeurs de j, comprises entre 7 jours à 2 ans.

Tableau 9-5

Coefficients d'âge à appliquer pour évaluer la résistance à j jours à partir des résistances trouvées à 7, 14, 21 ou 28 jours.

j	log j	$\frac{\sigma'_j}{\sigma'_7}$	$\frac{\sigma'_j}{\sigma'_{14}}$	$\frac{\sigma'_j}{\sigma'_{21}}$	$\frac{\sigma'_j}{\sigma'_{28}}$
7 jours	0,85	1,00			
14 jours	1,15	1,27	1,00		
21 jours	1,32	1,38	1,09	1,00	
28 jours	1,45	1,45	1,14	1,05	1,00
45 jours	1,65	1,54	1,21	1,12	1,06
60 jours	1,78	1,59	1,25	1,15	1,10
90 jours	1,95	1,65	1,30	1,20	1,14
4 mois	2,08	1,69	1,33	1,23	1,17
6 mois	2,25	1,74	1,37	1,26	1,20
9 mois	2,44	1,79	1,41	1,30	1,24
1 an	2,56	1,81	1,43	1,31	1,25
18 mois	2,74	1,85	1,46	1,34	1,28
2 ans	2,86	1,87	1,47	1,35	1,29

L'ensemble de ces résultats ne doit être regardé qu'en tant qu'indication de l'évolution des résistances de bétons confectionnés avec des ciments Portland. Cependant si l'on compare cette formule empirique à celles proposées soit dans des règlements étrangers, soit dans des textes français, on observe une très bonne correspondance, en faisant toutefois remarquer que son utilisation ne doit s'envisager que lorsque le ciment utilisé est un CPA-CEM I ou CPJ-CEM II/A dont la résistance à la compression à 28 jours est de l'ordre de 45 MPa.

Dans le cas de résultats de bétons réalisés en Angleterre, les valeurs des coefficients d'âge par rapport à la résistance à 1 mois,

$$\text{soit : } \frac{\sigma'_j}{\sigma'_{1\text{ mois}}},$$

sont : 1,10 à 2 mois ; 1,16 à 3 mois ; 1,20 à 6 mois et 1,24 à 1 an.

Or d'après la formule σ'_j / σ'_{28} proposée précédemment (en admettant que σ'_{28} est égale à $\sigma'_{1\text{ mois}}$, on trouve les coefficients suivants : 1,10 – 1,14 – 1,20 et 1,24.

La concordance est très bonne.

De même dans les « Instrucción h. a 61 » (règles espagnoles) la formule suivante est proposée :

$$R_n = \frac{1,35n + 10}{n + 20} R_{28}$$

avec n : âge du béton en jours,

et R_{28} : résistance du béton en compression à 28 jours.

L'application de cette formule, intéressante par sa simplicité, permet de dresser le tableau comparatif entre les résultats qu'elle donne pour R_n/R_7 et les résultats σ'_j/σ'_7 d'après la formule proposée (tableau 9-6) ; la concordance est particulièrement bonne pour les âges supérieurs à un mois.

Tableau 9-6

Coefficient d'âge d'après la formule du règlement « Instrucción h. a 61 ».

n	$\frac{R_n}{R_7}$	$\frac{\sigma'_j}{\sigma'_7}$	*n*	$\frac{R_n}{R_7}$	$\frac{\sigma'_j}{\sigma'_7}$
7 jours	1	1	60 jours	1,60	1,59
14 jours	1,19	1,27	90 jours	1,66	1,65
21 jours	1,31	1,38	6 mois	1,77	1,74
28 jours	1,40	1,45	1 an	1,83	1,81
45 jours	1,53	1,54	2 ans	1,85	1,87

Enfin le BAEL 91 indique deux formules applicables aux bétons non traités thermiquement pour l'évaluation de la valeur de la résistance à « j » jours, pour « j » $\leqslant 28$.

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{cj28} \quad \text{pour } f_{cj28} \leqslant 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{cj28} \quad \text{pour } f_{cj28} > 40 \text{ MPa}$$

(Il est à noter que les bétons « hautes performances » dont la composition comporte des fumées de silice peuvent présenter une loi d'évolution intermédiaire entre les deux précédentes).

De même, lorsqu'on désire avoir une estimation de la résistance à des échéances nettement supérieures à 28 jours (au moins à 60 jours), on peut éventuellement admettre une valeur au plus égale à 1,10 f_{c28}, à la double condition que le béton n'ait pas été traité thermiquement et que sa résistance f_{c28} soit au plus de 40 MPa.

Dans le cas des bétons précontraints, lorsque les bétons sont traités thermiquement, le BPEL 91 propose conventionnellement les formules suivantes :

$$f_{cj} = f_{cp} + \frac{f_{c28} - f_{cp}}{\log(28 - t_p + 1)} \log(j - t_p + 1) \text{ dans le cas où } t_p \leqslant j < 28$$

$$\text{et } f_{cj} = f_{c28} \text{ dans le cas où } j \geqslant 28, \text{ quel que soit } t_p,$$

formules dans lesquelles :

- log. désigne le logarithme décimal ;
- f_{cp}, désigne la valeur caractéristique de la résistance à la compression du béton au moment de sa précontrainte, valeur fixée *a priori*, et bornée supérieurement à f_{cp}, les traitements thermiques conduisant habituellement à $f_{cp} > 0,6 f_{c28}$;
- t_p, désigne l'âge du béton en jours au moment de la mise en précontrainte.

Ainsi que nous l'avons déjà mentionné, ces formules sont essentiellement applicables pour des bétons confectionnés avec des ciments Portland CPA-CEM I et CPJ-CEM II, hors sous-classe R. Cependant elles ne sauraient remplacer par de simples essais à 7 jours ou à un autre âge, les essais au jour j nécessaires au contrôle de l'exécution ou prévus contractuellement pour les essais et la réception de l'ouvrage.

Ces formules ne doivent être employées que pour juger rapidement un béton en cours d'études d'après des essais préalables ne pouvant être réalisés qu'à court terme, et elles ne donnent que des valeurs moyennes susceptibles, dans la réalité, de certaines dispersions.

Toutefois, concernant la formule que nous avons établie, d'après l'usage et l'expérience, nous pensons qu'il convient de nuancer son application en fonction du dosage en ciment; elle peut être valablement employée pour le dosage courant de 350 kg de ciment par mètre cube. En revanche, pour un dosage plus élevé (400 kg/m^3) les valeurs du rapport σ'_j/σ'_7 devraient être minorées de – 10 % tandis que pour des dosages plus faibles (200 à 250 kg/m^3) elles devraient être majorées d'environ + 20 %. Ces remarques peuvent être utiles pour la résolution délicate du problème complexe que pose l'estimation *a priori* de la résistance probable d'un béton.

3.8 Influence de la température et de l'humidité

Température

La chaleur accélère la prise et le durcissement du béton (cas des bétons étuvés en préfabrication) tandis que le froid allonge la durée de prise et peut même l'arrêter complètement. Une formule très empirique permet de tenir compte grossièrement de différences importantes de températures sur un chantier partant de l'hypothèse de la proportionalité entre la vitesse de réaction d'hydratation du ciment et de la température.

$$J\,(10 + t) = f$$

C'est la formule de Nurse-Saul, f est appelé « facteur de maturité ». Elle signifie, en particulier, que si, pour une certaine température t_0, un âge J_0 (jours) donne habituellement au béton un degré de résistance suffisant, il faudra pour obtenir une résistance analogue (ce qui correspond à un même facteur de maturité) J_1 jours pour une température t_1. On aura donc à maturité égale :

$$J_1\,(10 + t_1) = J_0\,(10 + t_0) \quad \text{d'où} \quad J_1 = J_0\,\frac{10 + t_0}{10 + t_1}$$

Par exemple, si à 20 °C en moyenne, 10 jours de durcissement étaient suffisants, il faudra :

$$\text{à } 10\ ^\circ\text{C} : \quad J = 10\left(\frac{10 + 20}{10 + 10}\right) = 15 \text{ jours environ,}$$

$$\text{et à } 30\ ^\circ\text{C} : \quad J = 10\left(\frac{10 + 20}{10 + 30}\right) = 7 \text{ jours environ.}$$

Cette formule n'est valable que pour les ciments à durcissement normal type CPA-CEM I et CPJ-CEM II pour une température moyenne t comprise entre 5 °C et 40 °C.

Cette influence de la température sur le durcissement des bétons est parfois utilisée dans l'optique d'avoir rapidement, c'est à dire dans un délai inférieur à 24 heures, une idée de ce que sera la résistance à 28 jours. Effectivement sur les chantiers importants il est essentiel de prévenir toute anomalie et de ne pas à avoir à attendre 28 jours pour s'assurer que les caractéristiques du béton seront atteintes.

À cet effet on réalise des essais accélérés par « mûrissement » ou maturation du béton, consistant à doubler les éprouvettes de contrôle à 28 jours par un jeu d'éprouvettes qui sont placées immédiatement après confection, soit dans un caisson calorifugé, soit dans un bac d'eau chaude, soit dans des appareillages maintenant un cycle de température définie... suivant les méthodes utilisées, pour y être conservées pendant environ 20 heures, après quoi elles sont essayées en compression sitôt après leur démoulage. Un coefficient de corrélation établi à la suite de nombreux essais, les uns effectués sur éprouvettes maturées, les autres sur éprouvettes de même nature mais conservées et essayées conformément à la norme à 28 jours d'âge, (les deux séries étant toujours confectionnées avec les mêmes gâchées), permet de relier les résultats des éprouvettes maturées à ceux qui seront connus à 28 jours avec une approximation suffisante, pour préjuger de la qualité du béton pratiquement lors du décoffrage.

Il est bien évident que toute variation dans l'un des paramètres de la composition, tels que provenance ou qualité des constituants ainsi que des moyens de mise en œuvre, remet immédiatement en question la validité du coefficient de corrélation ; par ailleurs il ne faut rechercher dans cette méthode qu'un moyen d'avoir presque immédiatement une estimation correcte de la résistance à un âge donné.

Humidité

Le degré d'humidité du milieu de conservation a une influence importante sur la résistance du béton. C'est ainsi que des essais comparatifs montrent, par rapport à la résistance de base 100 donnée par des éprouvettes conservées 28 jours humides, les différences consignées dans le tableau 9-7.

Tableau 9-7

Influence de l'humidité sur l'augmentation de la résistance du béton.

Âge	Conservation après 28 jours d'âge	
	humide	sec
28 jours	100	–
90 jours	130	127
180 jours	150	134
365 jours	179	138
730 jours	190	140

De toute façon la dessiccation du béton est toujours défavorable essentiellement dans les premiers jours et un manque de protection peut provoquer sur une éprouvette de contrôle une chute des résistances de l'ordre de 10 % alors que sur l'ouvrage, indépendamment de la baisse des résistances, des risques de fissuration sont en plus à craindre. Concernant les éprouvettes de contrôle de béton, la norme spécifie une conservation à 20 °C ± 2 °C puis dans l'eau ou une chambre humide à 95 % minimum d'humidité relative ; le non respect de ces prescriptions fait perdre toute valeur significative aux résultats à 28 jours. Il faut ajouter à ces remarques que les ciments de laitier sont encore plus sensibles que les Portland à une dessiccation prématurée.

3.9 Résistance caractéristique

La résistance caractéristique en compression f_{ck} applicable à un « lot » de béton est celle pour laquelle :

1) On ne peut pas trouver plus de p % de valeurs* inférieures à cette valeur f_{ck}.

Chaque valeur correspond, en principe, à la moyenne de trois éprouvettes.

Si $f_{ck} < 30$ MPa $p = 10$ % (ou 0,10)

Si $f_{ck} \geqslant 30$ Mpa $p = 5$ % (ou 0,05).

2) On ne peut trouver aucune valeur inférieure à une valeur f_{c1} fixée.

Les critères de conformité à satisfaire sont indiqués au chapitre XIV paragraphe 5 : Épreuves de contrôle (d'après le fascicule 65 A).

Les règles BAEL stipulent dans l'art. A2.1.12 que la résistance caractéristique *à la traction* du béton à j jours, notée f_{tj} *est conventionnellement* définie par la relation :

$$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cj} \text{ (en MPa)}$$

formule valable pour $f_{cj} \leqslant 60$ MPa.

3.10 Résistances moyennes courantes

Ces résistances moyennes courantes sont utilisées quand on cherche à déterminer le dosage nécessaire pour obtenir un béton d'une certaine *résistance moyenne* sachant que par le jeu des dispersions et la prise en compte de l'écart-type la résistance caractéristique du béton sera plus faible (voir § 4 ci-après).

Par ailleurs, la résistance du béton est fonction d'une quantité de facteurs autres que la classe du ciment et qui sont à contrôler et à surveiller dès le choix de la qualité des granulats et tout au long de la chaîne de bétonnage.

Le tableau 9-8 ci-dessous indique les différentes catégories de béton avec les valeurs des résistances caractéristiques auxquelles elles correspondent, ces valeurs étant

données pour les résultats obtenus sur cylindres et sur cubes, plusieurs pays de la CEE utilisant les cubes pour le contrôle des résistances à la compression.

Tableau 9-8

Classe	C12,5/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/45	C45/55	C50/60
f_{ck} cyl.	12	16	20	25	30	35	40	45	50
f_{ck} cube	15	20	25	30	37	45	50	55	60

f_{ck} cyl est identique à f_{ck} utilisé dans les Eurocodes 2 et 4.

La correspondance avec la désignation des classes de béton et notamment des BPE est immédiate :

exemple : C20/25 correspond à la classe B20 ;
C25/30 correspond à la classe B25.

Il est utile de rappeler que la norme européenne a défini les classes de résistance à partir de 2 types d'éprouvettes, d'une part des éprouvettes cylindriques de 150 mm de diamètre et 300 mm de hauteur, et des éprouvettes cubiques de 150 mm de côté, en précisant d'ailleurs qu'il est possible d'utiliser d'autres tailles d'échantillons dans la mesure où la relation avec les échantillons et les méthodes normalisées a été établie avec une précision suffisante, ce qui est le cas des éprouvettes 16/32 utilisées en France.

Compte tenu de ce qui vient d'être rappelé, la classe C 20/25 par exemple, correspond à une résistance caractéristique de 20 MPa mesurée sur cylindre ou 25 MPa mesurée sur cube.

3.11 Classification et désignation des bétons

La grande diversité des bétons a conduit à définir et préciser des critères de base pour leur classification et leur désignation.

Les critères fondamentaux adoptés sont au nombre de cinq :

- *La résistance* à la compression, exprimée en MPa, qui est précédée de la lettre B :

B16	B20	B25	B30	B35	B40	B50	B60

Ces valeurs normalisées en France sont notamment reprises dans les spécifications du fascicule 65 A qui classent les bétons suivant les huit catégories ci-dessus de résistances caractéristiques.

- *La consistance* représentant l'aptitude à la mise en œuvre (ouvrabilité) et mesurée par un test de plasticité : l'essai d'affaissement au cône d'Abrams.

Consistance	Ferme	Plastique	Très Plast.	Fluide
Affaissement en cm	≤ 4	5 à 9	10 à 15	≥ 16
Notation	F	P	TP	Fl

- *La dimension des granulats* utilisés O/D, D étant la dimension maximale exprimée en mm.
- *Le dosage minimal* en kg de ciment par m^3 de béton.
- *La désignation du ciment* d'après les indications normalisées (par exemple CPA-CEM I 42,5).

Exemples :

- *L'appellation* B25 P 0/20 – 300 CPJ-CEM II/A 32,5 *désigne un béton de classe B25 (résistance caractéristique de* 25 MPa), *de consistance plastique, de granularité 0/20, dont le dosage minimal en ciment* CPJ-CEM II/A 32,5 *est de 300 kilogrammes au mètre cube de béton compacté.*

Dans le cas où ce béton fait l'objet d'une commande à une centrale de béton prêt à l'emploi, l'appellation est rendue conforme à la norme NF P 18-305 *et devient :* BCN – CPJ CEM II/B 32,5 – P – B30 – 0/20 – E : 2a – BA – P. 18 305 marque NF; *caractère complémentaire : dosage minimal en ciment : 300 kilogrammes* ». B.C.N. signifiant béton à caractères normalisés, l'ensemble de ces indications étant précisé au chapitre XI § 5, traitant des BPE.

4. ASPECT STATISTIQUE DE LA RÉSISTANCE CARACTÉRISTIQUE

4.1 La dispersion des résistances

La dispersion trouvée sur éprouvettes est pratiquement inévitable, encore qu'il faille s'efforcer de la réduire le plus possible par un contrôle efficace, tout au long de la chaîne de bétonnage. On s'est d'abord contenté, jadis, d'apprécier la résistance du béton par la moyenne $\bar{f}_c$ de 3 éprouvettes, ce qui, théoriquement, revenait à accepter que 50 % du béton d'un ouvrage risquaient d'être inférieurs. Puis, on a adopté la valeur minimale f_{c1} ce qui, par contre, était, statistiquement, trop sévère. La résistance caractéristique actuelle est une valeur qui « statistiquement » doit présenter, d'après les critères de conformité adoptés en contrôle, une bonne probabilité d'être satisfaite en ne présentant qu'un risque faible et admis (10 ou 5 %) de valeurs inférieures.

Quand on dispose pour un même béton d'un très grand nombre n de valeurs $f_{c1}, f_{c2} \ldots f_{cj} \ldots f_{cn}$ la fréquence d'observations de mêmes valeurs se répartit suivant la loi de Gauss et l'importance de la dispersion se caractérise par l'écart-type S :

$$S = \sqrt{\frac{\Sigma (f_{ci} - \bar{f}_c)^2}{n-1}}$$

Les valeurs usuelles de l'écart-type sont en général, les suivantes :

Tableau 9-9
Valeurs d'écarts-types

	Écarts-types en MPa	
Fabrication	**Par lot**	**Global**
Très régulière et très bien contrôlée	< 3	< 5
Régulière et bien contrôlée	3 à 4	5 à 6
Irrégulière, contrôle inexistant ou inefficace	5 à 6	⩾ 7

Toujours pour un très grand nombre n, la résistance caractéristique se définit ainsi :

$$f_{ck} = \bar{f}_c - k_1 \, S$$

La valeur de k_1 dépend de l'ordre p % du risque admis (% de valeurs risquant d'être inférieures à f_{ck} dans l'ensemble de la production).

Ordre du risque p	1 %	5 %	10 %	20 %	50 %
Valeurs de k_1	2,33	1,64	1,28	0,8	0

De plus, la plus faible valeur trouvée f_{c1} ne doit pas être inférieure à $f_{c1} \geqslant f_{ck} - k_2$.

Le diagramme ci-après est un « *histogramme* » ; il est très représentatif de la dispersion aléatoire d'une valeur (fig IX-14).

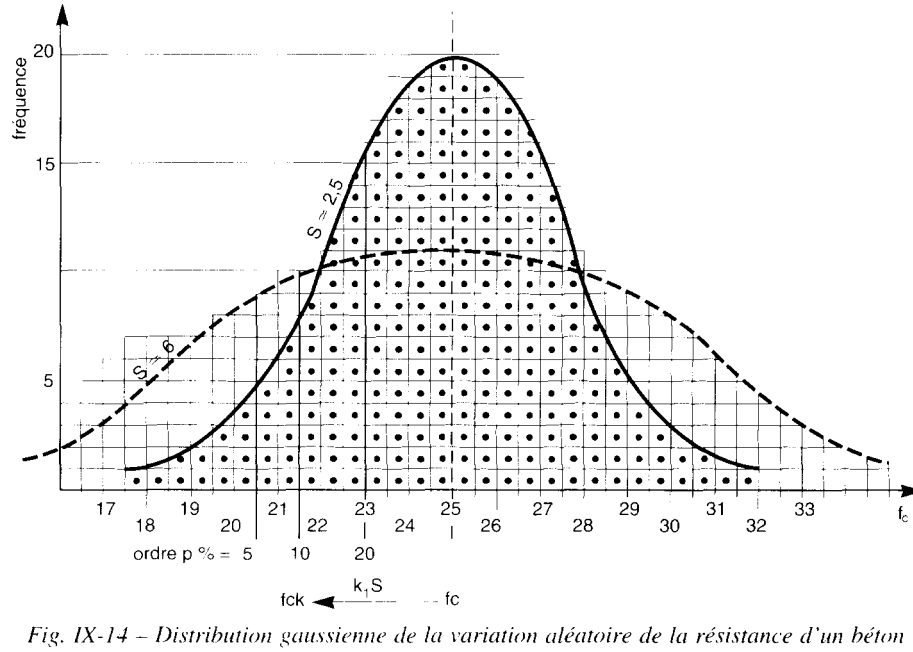


Fig. IX-14 – Distribution gaussienne de la variation aléatoire de la résistance d'un béton (moyenne f_c = 25 MPa) ; l'écart-type (n = 260) ressort à 2,5 MPa ; il serait de 6 MPa pour la courbe en tiretés correspondant à une dispersion beaucoup plus importante.

Exemple : Nous donnons fig. IX-15 le diagramme de dispersion des résistances obtenues au cours de la construction d'un ouvrage de génie civil ; on a disposé « globalement » de n = 147 valeurs (éprouvettes écrasées à 28 jours).

Résistance moyenne calculée :

$$f_c = 46 \text{ MPa}$$

Écart-type calculé :

$$S = 5 \text{ MPa}$$

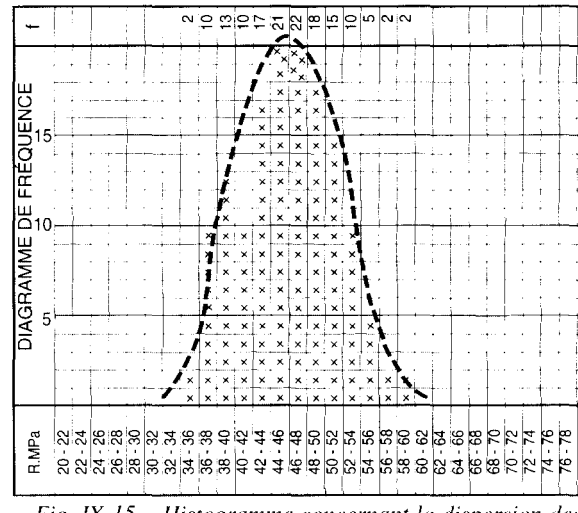


Fig. IX-15 – Histogramme concernant la dispersion des résistances à 28 jours au cours de la construction d'un ouvrage réel sur une période de 6 mois.

4.2 Genres de dispersions

Il convient de distinguer essentiellement :

La dispersion globale observée sur l'ensemble des valeurs trouvées au cours de toute la période de construction d'un ouvrage souvent sur plusieurs mois ; dans ce cas on dispose en général de nombreuses valeurs.

La dispersion par « lot » trouvée sur les prélèvements opérés sur un « lot » donné ; dans ce cas on a, en général, peu de valeurs (au moins trois).

La sécurité doit être assurée par « lot » comme la qualité d'une chaîne est assurée par celle de chaque maillon ; on ne peut, en effet, admettre que la résistance particulièrement élevée dans une zone de l'ouvrage compense une résistance insuffisante en une autre zone.

4.3 Lots de béton

Un lot de béton faisant l'objet d'une épreuve de contrôle est constitué de l'ensemble du béton coulé dans un ouvrage ou une partie d'ouvrage formant un tout ; cela peut être, par exemple, des éléments coulés en une seule fois, un groupe de pieux, une dalle, un voussoir, une poutre, un groupe de poutres...

Pour un lot, il est rare que l'on dispose d'un grand nombre de valeurs ; on n'en a souvent que 3.

Les critères de conformité sont précisés au paragraphe 5 du chapitre XIV.

4.4 Cas des bétons certifiés

Dans les centrales de béton prêt à l'emploi (chapitre XI, § 5) la qualité du matériel, les automatismes et la qualification du personnel font que la dispersion, pour un même béton, est en général assez faible surtout pour des bétons certifiés, la centrale étant alors soumise au contrôle d'un organisme indépendant comme le CEBTP. La figure IX-16 représente la synthèse des résultats obtenus à la suite du contrôle pendant une période de 6 mois sur 26 centrales.

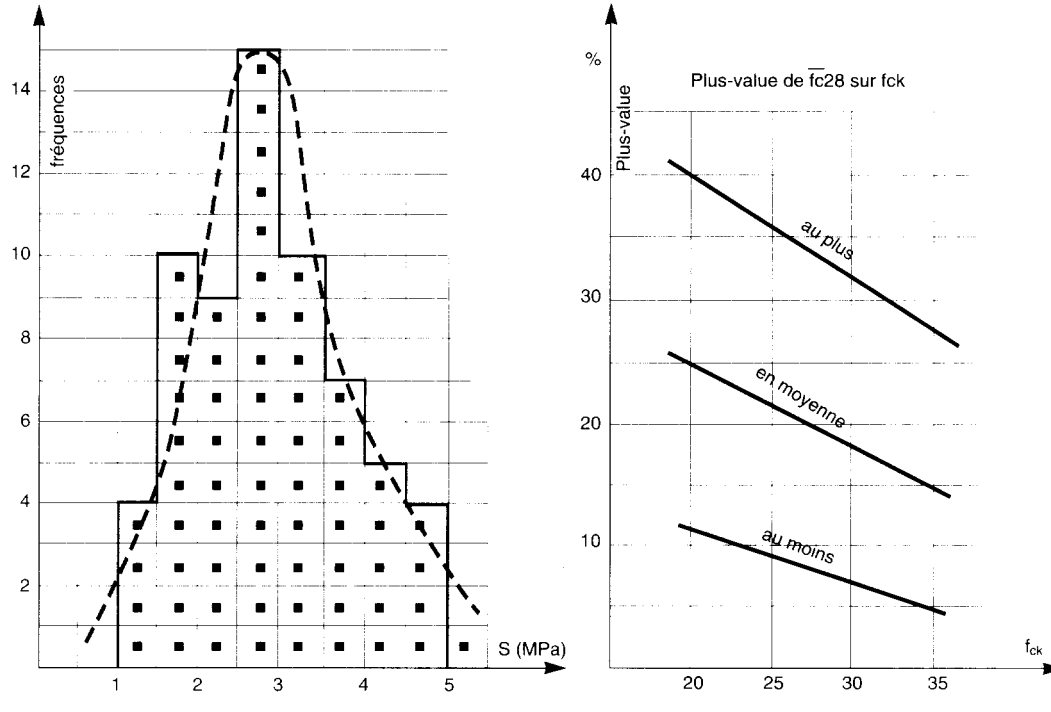


Fig. IX-16 – Contrôle CEBTP sur 26 centrales (période de 6 mois).

4.5 Un exemple de contrôle suivi

Il s'agit de la construction d'un grand pont en béton précontraint construit en encorbellement. Il comportait 145 voussoirs pour chacun desquels on faisait 3 prélèvements au cours du bétonnage ; chacun d'eux servait à la confection de 3 éprouvettes dont la moyenne donnait une valeur ; on avait donc, en principe, $n = 3$ pour chaque « lot » que constituait un voussoir. La résistance caractéristique spécifiée (à 28 jours) était $f_{c28} = 35$ MPa.

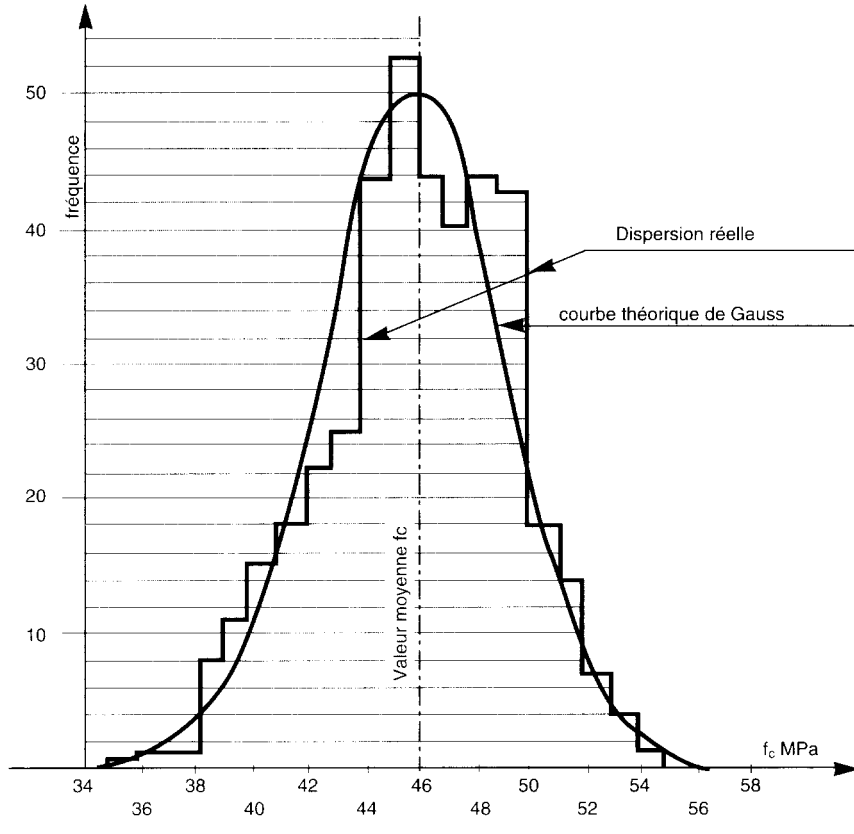


Fig. IX-17 – Histogramme de répartition des 414 valeurs de prises en compte.

Toutes les valeurs prises en compte ont donné (fig IX-17) :

– une résistance moyenne « globale » f_c = 46 MPa,

– un écart-type « global » S = 3,3 MPa.

En se reportant aux spécifications du fascicule 65 A (article 77.2.3, complété par l'article 14.2 de l'additif au fascicule 65 A : critères de conformité), on note que le lot est réputé conforme à la résistance caractéristique requise si les deux conditions suivantes sont remplies :

$$(1) \quad f_c \geqslant f_{c28} + k_1$$

$$(2) \quad f_{c1} \geqslant f_{c28} - k_2$$

avec : f_c : moyenne arithmétique des résultats, égale à 46 MPa ;

f_{c28} : résistance caractéristique spécifiée à 28 jours, c'est à dire f_{ck28} = 35 MPa ;

f_{c1} : plus petit résultat, égal à 35 MPa ;

k_1 et k_2 : grandeurs exprimées en MPa tenant compte de la valeur de f_{c28}, inférieure ou supérieure à 30 MPa et des conditions de fabrication du béton suivant qu'il est homologué s'il est confectionné en centrale de BPE, ou qu'il possède ou non des références (voir chapitre XIV § 5 tableau 14-7) ; dans le cas présent ces deux coefficients sont respectivement égaux à 4,3 et 3 (4,3 correspondant à 1,3 fois l'écart type global qui doit être calculé lorsque le nombre de résultats dont on dispose est supérieur à 15).

Dans le cas de notre chantier, on a par conséquent :

$f_{c28} + k_1 = 35 + 4{,}3 = 39{,}3$; or $f_c = 46$, valeur supérieure à 39,3 MPa,

$f_{c28} - k_2 = 35 - 3 = 32$; or $f_{c1} = 35$, valeur supérieure à 32 MPa.

La valeur caractéristique globale de ces bétons basée uniquement sur l'écart type ressortirait à : $f_{28} = f_c - 1{,}3 \times 3{,}3 = 41{,}7$ MPa, valeur nettement supérieure à la résistance caractéristique spécifiée de 35 MPa.

Les deux conditions sont satisfaites, mais dans ce cas si l'ouvrage avait été calculé sur la base d'une résistance de 40 MPa, le contrôle par lot aurait entraîné le refus d'un certain nombre de voussoirs.

5. RETRAIT

C'est un phénomène de raccourcissement qui accompagne la prise du ciment, on peut l'assimiler à l'effet d'un abaissement de température entraînant un raccourcissement. On a indiqué au chapitre I § 4.1.8 les valeurs moyennes en mm/m que nous rappelons ci-après :

- en France on peut prendre en moyenne : $\frac{\Delta l}{l} = 2 \times 10^{-4}$ à 3×10^{-4} suivant les régions,
- dans les régions très humides : $\frac{\Delta l}{l} = 1{,}5 \times 10^{-4}$ à 2×10^{-4},
- dans les régions très sèches (Sahara) : $\frac{\Delta l}{l} = 5 \times 10^{-4}$.

Le durcissement sous l'eau diminue beaucoup les effets de retrait. C'est pourquoi il convient de tenir les pièces humides en les arrosant pendant leur durcissement (cure du béton) à une époque où le béton très jeune n'a encore qu'une faible résistance en traction et se fissurerait facilement sous l'effet du retrait.

Certains ciments sont plus sensibles que d'autres à la dessiccation (ciments à base de laitier par exemple ; ciment fondu).

Selon le type d'ouvrage, on peut ne pas tenir compte des effets du retrait et des variations de température pour les constructions dont la longueur totale ou comprise entre joints est inférieure ou égale à 25 m. Mais par exemple dans le cas de dallages ou de chapes, on doit prévoir des joints de fractionnement pour éviter que des fissures ne

se produisent, soit en limitant au coulage leurs dimensions, soit par sciage mécanique dans les heures qui suivent la prise, soit par mise en place au moment du coulage de profilés plastiques.

D'après les règles BPEL 91 on peut, selon les cas, évaluer ainsi le retrait total final ε_r dans l'air.

$$\varepsilon_r = (100 - \rho_h)\left(6 + \frac{80}{10 + 3r_m}\right)\left(\frac{1}{1 + 20\rho_s}\right)10^{-6}$$

ρ_h = humidité relative = 70 en moyenne en France, sauf dans le quart sud-est ou ρ_h est égal à 55. À noter que dans l'eau ρ_h = 100.

r_m = rayon moyen de la section $\left(r_m = \frac{\text{Aire}}{\text{périmètre}}\right)$.

$\rho_s = \frac{\text{section des armatures passives longitudinales } A_s}{\text{section de béton B}}$ (coefficient de réduction pour retrait « géné »).

(Dans le cas de béton précontraint par prétension, A_s représente la section des armatures de précontrainte adhérentes).

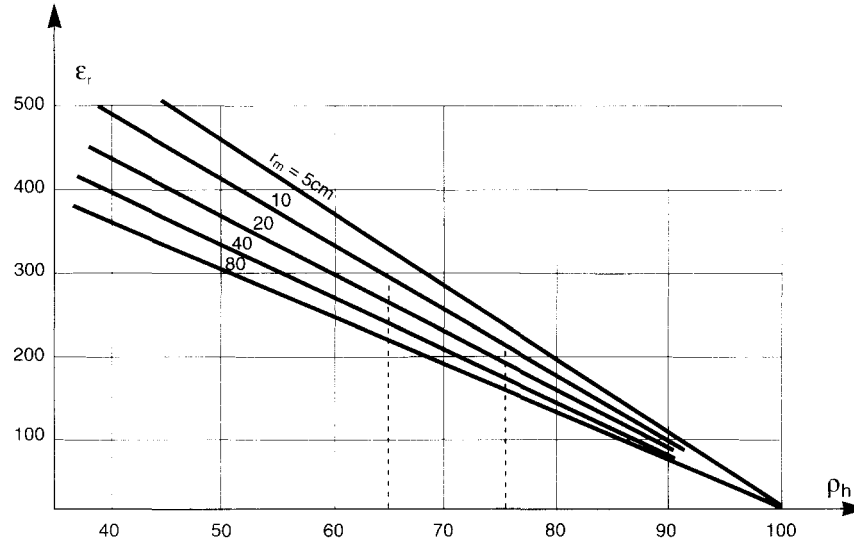
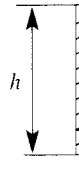


Fig. IX-18 – Valeur du retrait total ε_r pour un béton non armé en fonction de l'humidité ρ_h et du rayon moyen r_m.

Exemple de valeurs de rayon moyen pour des sections $h \times b$ avec $h = 2b$ *(en cm)*



h	30	60	120	240	480	cm
b	15	30	60	120	240	cm
r_m	5	10	20	40	80	cm

D'une façon générale le retrait en fonction du temps peut s'exprimer ainsi :

$$\varepsilon_r(t) = \varepsilon_r \times r(t)$$

ε_r étant le retrait final,

$r(t)$ étant une fonction du temps variant de 0 à 1 quand t varie de 0 à l'infini à partir du bétonnage.

La loi d'évolution du retrait $r(t)$ est $r(t) = \dfrac{t}{t + 9r_m}$, (fig. IX-19).

avec t = âge du béton en jours
r_m = rayon moyen de la pièce en cm.

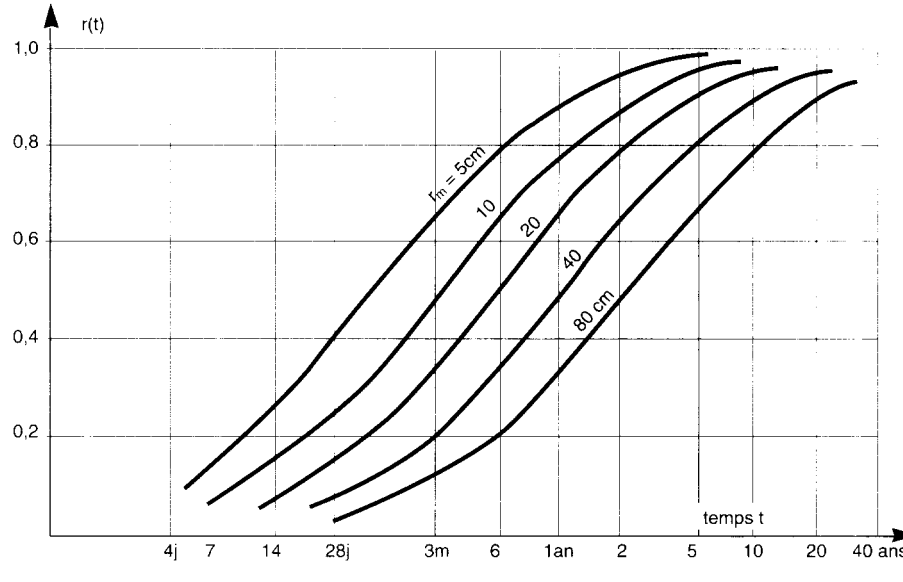


Fig. IX-19 – Loi d'évolution du retrait dans le temps t *(en jours) :* $r_{(t)} = \dfrac{t}{t + 9r_m}$

6. DILATATION

On admet, en moyenne, un coefficient thermique de 1×10^{-5}. Ce coefficient est assez difficile à préciser; il dépend en particulier de la nature et de la grosseur du granulat ainsi que des qualités propres du béton; il pourrait aller, d'après certains, de $0{,}6 \times 10^{-5}$ à $1{,}4 \times 10^{-5}$ par °C.

En France, on admet en général une variation de température de ± 20 °C; il en résulte une variation relative de longueur :

$$\frac{\Delta l}{l} = \pm 2 \times 10^{-4},$$

(en prenant comme coefficient de dilatation 1×10^{-5}).

7. FLUAGE

C'est un phénomène de déformation différée sous l'effet d'une charge fixe indéfiniment appliquée. La figure IX-20 représente un diagramme approximatif de fluage : OA représente la déformation élastique instantanée au moment de l'application de la charge et AB la déformation différée due au « fluage ». On admet en général OB = 3 OA, soit $\varepsilon_{fl} = k\varepsilon_i$ avec $k \simeq 2$.

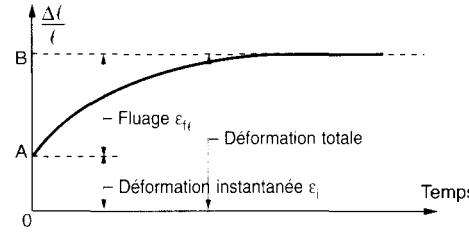


Fig. IX-20 – Diagramme de fluage (chargement constant dans le temps).

Comme pour le retrait, les règles BPEL 91 donnent des formules permettant d'évaluer, selon les cas, la valeur probable du fluage ε_{fl}.

Au bout d'un temps t_1 après la mise en charge, t étant l'âge du béton, on a :

$$\varepsilon_{fl(t1)} = \varepsilon_i \times k_s\,(0{,}40 + k_c k_{t1})\, f\,(t - t_1)$$

ε_i = *déformation instantanée au temps* t_1 *(âge du béton à la mise en charge),*

$$k_s = \frac{1}{1 + 20\rho_s} \left(\text{influence } \rho_s = \frac{\text{A (armatures)}}{\text{B (béton)}} \right).$$

$$k_c = \frac{120 - \rho_h}{30} + \frac{2}{3}\,\frac{100 - \rho_h}{20 + r_m} \quad \text{(influence } \rho_h \text{ et } r_m\text{)} \quad \text{(voir fig IX-21).}$$

$$k_{t_1} = \frac{100}{100 + t_1} \quad \text{(influence de l'âge } t_1 \text{ à la mise en charge).}$$

$$f(t - t_1) = \frac{t - t_1}{t - t_1 + 5\,r_m} \quad \text{(loi d'évolution dans le temps).}$$

$(t - t_1)$ correspond à la durée d'application du chargement, en jours.

ρ_s, ρ_h et r_m ont les mêmes significations que pour le retrait (§ 5 précédent).

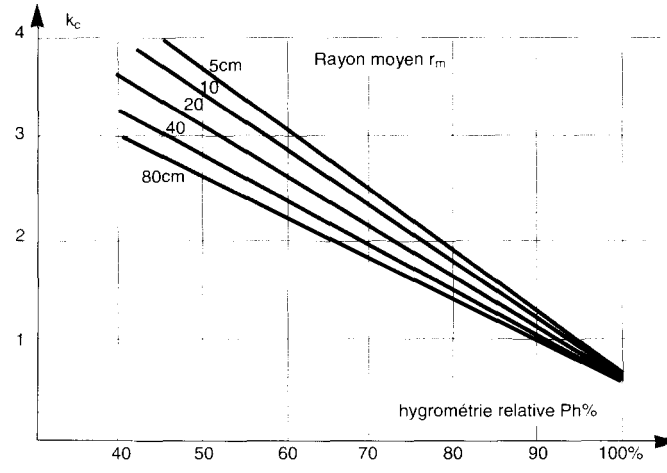


Fig. IX-21 – Représentation du paramètre k_c *en fonction de l'hygrométrie* ρ_h *et du rayon moyen* r_m.

Évolution du fluage dans le temps

Elle est représentée par la fonction $f(t - t_1)$ qui permet d'évaluer le fluage partiel au bout d'un temps t_1 après la mise en charge (voir fig. IX-22).

Lorsqu'on évalue le fluage total final ($t \to \infty$) on admet en général $f(t - t_1) \to 1$.

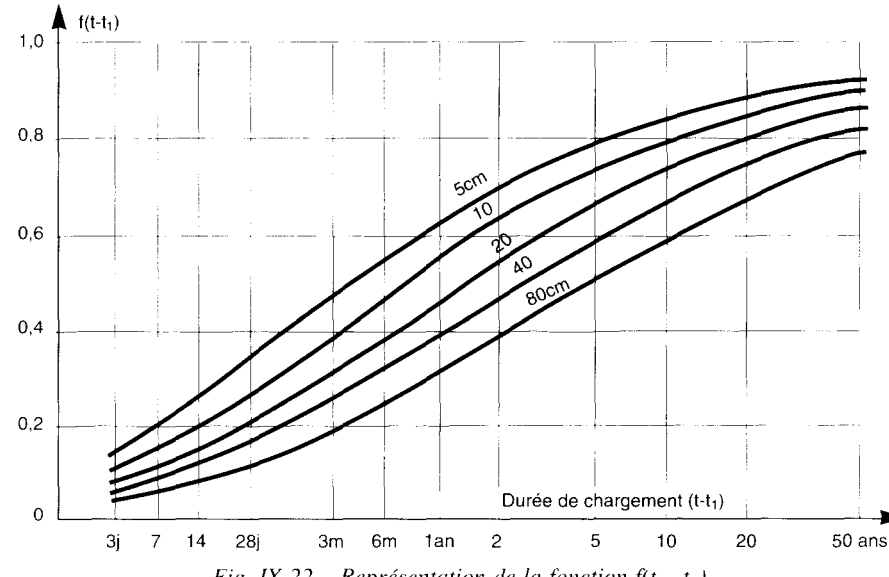


Fig. IX-22 – Représentation de la fonction $f(t - t_1)$
en fonction de la durée de chargement et du rayon moyen.

Valeur approximative courante du coefficient de fluage $K = \dfrac{\varepsilon_{fl\infty}}{\varepsilon_i}$

Exemple :

Cas d'un béton non armé (ou peu) $k_s \simeq 1$.

Rayon moyen : 10 cm ; humidité : $\rho_h \simeq 75\ \% \rightarrow k_c \simeq 2$.

Mise en charge à 28 j $k_{t1} \simeq 0{,}8\ f(t - t_1) \rightarrow 1$ d'où $K \simeq 2$.

Remarque : Les phénomènes de retrait et de fluage sont en réalité bien plus complexes qu'il n'apparaît par la simple application des formules données aux paragraphes 5 et 7 précédents, car elles sont essentiellement empiriques et ne donnent que des ordres de grandeur, à peu près valables, sous réserve que les coefficients aient été choisis avec discernement et bon sens.

8. ÉLASTICITÉ

La notion de coefficient d'élasticité d'après sa définition :

$$E = \frac{\text{contrainte unitaire}}{\text{déformation relative}} = f_{cj} / \frac{\Delta l}{l}$$

est assez vague à cause du fluage ; en effet la déformation totale (fluage compris) est trois fois plus grande que la déformation instantanée : $\Delta_t \simeq 3\ \Delta_i$.

Cela conduit à considérer deux modules élastiques :

$$\left.\begin{array}{l}\text{un module instantané :}\ E_{ij} \\ \text{et un module différé :}\ E_{vj}\end{array}\right\} \quad E_{vj} \simeq \frac{E_{ij}}{3}$$

Le module élastique est d'autant plus élevé que le béton est plus résistant.

Le BAEL 91 propose la relation suivante :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (f_{cj} \text{ et } E_{ij \text{ en MPa}})$$

(f_{cj} désignant la résistance caractéristique à la compression à j jours).

Si on ne dispose pas d'autres valeurs de résistance que celle de f_{c28}, on peut admettre que, pour les grandes valeurs de j on a sensiblement :

$$f_{cj} = 1{,}1\ f_{c28} \text{ et le module est noté } E_i.$$

Cependant nous estimons que cette valeur de E_{ij} est un peu surestimée ; la formule recommandée est :

$$E_{ij} = 9500 \sqrt[3]{f_{cj} + 8}$$

et il est proposé : $E_{ij} = 10000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ en valeurs moyennes pour f_{cj} et E_{ij}.

Le module d'élasticité instantané peut se déterminer expérimentalement :

- par chargement statique direct d'éprouvettes de béton avec mesure de la déformation correspondante,

- par mise en vibration d'éprouvettes prismatiques de longueur L ; E_i étant proportionnel au carré de la fréquence F on obtient le module d'élasticité dynamique ;

  $E_{ij} = (2LF)^2 \frac{\tilde{\omega}}{g}$ avec $\tilde{\omega}$ = densité du béton ; g = accélération de la pesanteur.

- par vitesse du son, E_i étant proportionnel au carré de la vitesse du son en m/s :

$$E_i = KV^2 \frac{\tilde{\omega}}{g},$$

K étant une fonction du coefficient de Poisson ν (paragraphe 9 ci-après) :

$$K = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{1-\nu}.$$

Cette dernière mesure peut être faite sur l'ouvrage lui-même et permet de se rendre compte *in situ* de la qualité du béton et de sa régularité.

En général, on trouve expérimentalement que le module d'élasticité dynamique est d'environ 25 % supérieur au module d'élasticité statique instantané.

Module tangent, module sécant : si l'on trace la courbe contrainte-déformation, on s'aperçoit que le béton ne se comporte pas comme un corps parfaitement élastique sauf pour des contraintes faibles. Le module élastique correspondant est alors appelé module tangent. Ce n'est pas cette valeur qu'il faudra prendre en compte si l'on veut calculer la déformation sous une contrainte σ_0' par exemple mais le module sécant correspondant à la déformation effective sous cette contrainte σ_0' ; on pourra admettre à titre d'approximation et à défaut de résultats expérimentaux que le module sécant est égal au module tangent diminué de 10 % environ dans la zone des contraintes de services habituelles : module sécant = 0,9 *module tangent.*

9. EFFET « POISSON »

En compression, comme en traction, la déformation longitudinale (dans le sens de l'effort) est accompagnée d'une déformation transversale ; le coefficient de Poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale en valeurs relatives. Sa valeur varie de 0,15 à 0,30 ; il est d'autant plus élevé que le béton est plus jeune ou moins résistant. On le prend en général égal à 0,20 (sauf cas particuliers).

10. CORROSION DES BÉTONS

Nous rappelons brièvement ci-après les principaux phénomènes entraînant la dégradation et la désagrégation des bétons.

10.1 Gonflement dû au sulfate

Les eaux souterraines contiennent parfois des sulfates en solution (les eaux séléniteuses contiennent du sulfate de calcium) ; un gonflement peut alors être occasionné,

si la teneur en sulfate atteint une certaine concentration ; l'aluminate tricalcique et le sulfate de calcium se combinent pour donner un trisulfate « éttringite » hydraté qui constitue un sel gonflant par suite de fixation d'un grand nombre de molécules d'eau. Les ciments qui résistent le mieux aux sulfates sont donc ceux qui contiennent peu d'aluminate tricalcique comme le CPA-CEM I ES ou le CPJ-CEM II/A et B ES ainsi que les ciments très chargés en laitier (CHF-CEM III/B, CLK-CEM III/C et CLC-CEM V/A et B).

À remarquer qu'on ajoute au clinker, du gypse qui n'est autre que du sulfate de calcium ($CaSO_4$, 2 H_2O) dans le but de régulariser la prise du ciment en la retardant ; mais la réaction gonflante se produit alors au sein du béton qui est encore plastique, ce qui n'a pas d'effet destructif par désagrégation comme dans le cas où l'eau séléniteuse s'attaque à un béton déjà durci.

10.2 Réaction alcalis-granulats

Dans les granulats, certains constituants amorphes et mal cristallisés de la silice (SiO_2) sont sensibles aux alcalis et peuvent en présence d'humidité réagir avec un hydroxyde alcalin provenant du ciment (NaOH, $Ca(OH)^2$) ; il se forme des silicates alcalins hydratés plus volumineux entraînant la désagrégation du béton en présence d'humidité, qui se traduit par des fissurations, du faïençage à mailles plus ou moins serrées, des gonflements provoquant des déformations éventuelles parfois très importantes de la structure, des écaillages, des exsudations, des cratères superficiels. Ces désordres qui certes n'apparaissent pas tous, peuvent dans certains cas entraîner à plus ou moins longue échéance la ruine totale de l'ouvrage. Sont en particulier sensibles à ce phénomène, les granulats contenant de l'opale (une silice hydratée) ; cette réaction alcaline se produit également avec les granulats contenant de la dolomie ou du mica. Ces phénomènes qui jusque vers les années 1970 avaient été remarqués surtout en Amérique du Nord ou au Moyen-Orient, sont de plus en plus fréquents, notamment en France, en sorte qu'il est indispensable, lors de l'emploi de granulats extraits de carrières nouvelles pour lesquelles il n'existe pas de références solides, de procéder à des études sur le gisement, afin de s'assurer que le risque d'alcali-réaction est nul.

Ces études comportent des essais, dont certains sont relativement rapides, et d'autres s'étendent sur une période de plusieurs mois. Parmi eux, on peut citer :

- les essais pétrographiques qui sont pratiquement indispensables pour la recherche des minéraux réactifs. Ils permettent de caractériser la roche et, suivant les résultats obtenus, d'orienter vers les essais complémentaires éventuels grâce auxquels les incertitudes qui apparaissent pour certaines roches pourront être levées ;
- les analyses chimiques ;
- la spectrographie par infra-rouge ;
- la diffraction.

Ainsi en fonction des résultats ces différents essais permettent de parfaire le diagnostic initial pouvant conclure à un granulat non réactif alors que le risque n'est pas nul, cas par exemple de certains basaltes réputés non réactifs mais qui peuvent libérer des alcalins dans le temps, ce qui a été notamment constaté avec des sables basaltiques (voir également chapitre X paragraphe 2.7).

La norme P 18-542 définit les critères de qualification des granulats vis-à-vis de l'alcali-réaction. Des recommandations ont par ailleurs été publiées par différents organismes en vue de sensibiliser les entreprises et maîtres d'ouvrages sur le danger que représente ce phénomène. Parmi les publications les plus récentes, on peut citer « les Recommandations pour la prévention des désordres dus à l'alcali-réaction » du LCPC (1994), les recommandations éditées par la FNB (Fédération Nationale du Batiment) la FNTP (Fédération Nationale des Travaux Publics) et le SNBATI, en mai 1990, et enfin le guide d'élaboration du dossier Carrières, document annexé aux recommandations provisoires pour la prévention des désordres dus à l'alcali-réaction publiées par le LCPC.

Ces différents documents permettent de définir les critères de convenance d'une formulation de béton du point de vue alcali-réaction basés sur :

- la non-réactivité des granulats ;
- la teneur en alcalin du béton ;
- des essais de gonflement effectués sur le béton ;
- des références d'emploi pour tenir compte de l'expérience régionale ;
- de l'incorporation dans le béton d'additions inhibitrices de l'alcali-réaction.

Il faut également rappeler que les phénomènes d'alcali-réaction sont d'autant plus redoutables que leur apparition ne se fait qu'après des délais variables compris entre 1 et 10 ans, certains exemples montrant qu'ils peuvent même apparaître encore plus tardivement.

10.3 Carbonatation

La carbonatation du béton est due à l'action de l'acide carbonique CO_2 (dioxyde de carbone) qui se trouve dans l'atmosphère (en faible quantité environ 0,5 ‰) sur la chaux libérée par l'hydratation des carbonates de calcium $CaCO_3$

$$Ca(OH)_2 + CO_2 \rightarrow CaCO_3 + H_2O.$$

Cette carbonatation qui progresse dans le béton à partir des faces en contact avec l'atmosphère fait baisser le pH, franchement basique puisque de l'ordre de 13 dans un béton non carbonaté, à des valeurs très inférieures (11,5 à 9), neutralisant ainsi progressivement l'alcalinité du béton et son rôle « passivant » sur les armatures qui, n'étant plus protégées, se corrodent.

La vitesse de carbonatation dépend de divers facteurs et son évolution est d'autant plus lente que le phénomène se développe, car le carbonate formé freine la diffusion du gaz carbonique, cette pénétration, non linéaire, étant sensiblement proportionnelle à la racine carrée du temps.

Elle est notamment fonction de :

- l'humidité ambiante : La vitesse de carbonatation est maximale pour une humidité relative de l'ordre de 60 à 65 %. On peut l'estimer, lorsque les autres facteurs sont également défavorables, à 5 mm au bout d'un an, 10 mm au bout de 4 ans et de

l'ordre de 25 mm au bout de 25 ans. Dans la nature, les ouvrages étant alternativement soumis à des cycles d'humidification et de séchage, l'apparition du phénomène de carbonatation s'en trouve retardé. En atmosphère parfaitement sèche ou totalement saturée, la vitesse de carbonatation est, sinon nulle, extrêmement faible ;

- la température ;
- la compacité du béton : plus le béton est compact, c'est à dire moins sa porosité est forte et donc moins les pores seront interconnectés, plus lente est la vitesse de carbonatation. Un béton présentant une résistance à la compression élevée et dont la compacité est bonne présente une vitesse de carbonatation beaucoup plus faible que celle d'un béton de résistance moyenne. Des essais ont montré que la profondeur de carbonatation au bout d'un an était trois fois plus grande pour un béton dont la résistance était de 20 MPa à 28 jours, comparativement à un béton dont la résistance était de 40 MPa, toutes autres conditions étant par ailleurs les mêmes pour les deux bétons ;
- la pollution de l'environnement, la concentration de gaz carbonique étant beaucoup plus importante en ville qu'à la campagne.

Sur le plan pratique, il est donc impératif :

- de confectionner des bétons compacts avec un dosage suffisant en ciment, les normes actuelles indiquant d'ailleurs les dosages minimaux à respecter pour assurer une tenue correcte à la carbonatation ;
- de rechercher un faible E/C ;
- d'assurer la protection par une cure appliquée immédiatement après mise en œuvre.

Chapitre X

COMPOSITION ET DOSAGE DES BÉTONS

1. QUELQUES MÉTHODES DE COMPOSITION DES BÉTONS

Les graduations granulométriques ont été laissées en diamètres-passoire (et non en mailles-tennis) selon l'usage à l'époque.

L'étude de la composition d'un béton consiste à définir le mélange optimal des différents granulats dont on dispose, ainsi que le dosage en ciment et en eau, afin de réaliser un béton dont les qualités soient celles recherchées pour la construction de l'ouvrage ou de la partie d'ouvrage en cause.

Les méthodes proposées sont nombreuses et il n'est pas possible de les citer toutes; elles aboutissent à des dosages « volumétriques » ou de préférence « pondéraux », le passage de l'un à l'autre pouvant toujours se faire, si nécessaire, par la connaissance de la densité apparente des granulats en vrac.

Ces méthodes sont dites à « granularité continue » lorsque l'analyse du mélange constituant le béton donne, sur le graphique granulométrique, une courbe s'élevant d'une façon continue; autrement dit du plus petit grain de ciment ($dc \simeq 6{,}3$ microns) aux plus gros grains (D) des graviers, toutes les grosseurs intermédiaires sont représentées (exemple : béton constitué d'un sable 0/5 mm et de deux graviers 5/25 mm et 20/40 mm; courbe A sur la figure X-1).

On dit par contre que l'on a une « granularité discontinue » lorsque la courbe granulométrique correspondante présente un palier qui équivaut à un manque d'éléments intermédiaires (exemple : béton constitué d'un sable 0/5 mm et d'un gravier 20/40 mm; courbe B sur la figure X-1).

Ces deux types de béton, « continu » ou « discontinu », ont chacun leurs chauds partisans ou détracteurs. En fait, il n'y a pas entre ces deux types de granularité, et malgré les apparences, de profondes différences justifiant la querelle encore persistante à leur égard. D'ailleurs dans la plupart des cas la continuité ou la discontinuité de la granularité dépend des granulats dont on dispose selon qu'ils présentent ou non entre eux des discontinuités. La granularité continue permet d'obtenir des bétons plus plastiques et de bonne ouvrabilité. Par contre, la granularité discontinue conduit à des bétons à maximum de gros éléments et minimum de sable présentant en général des

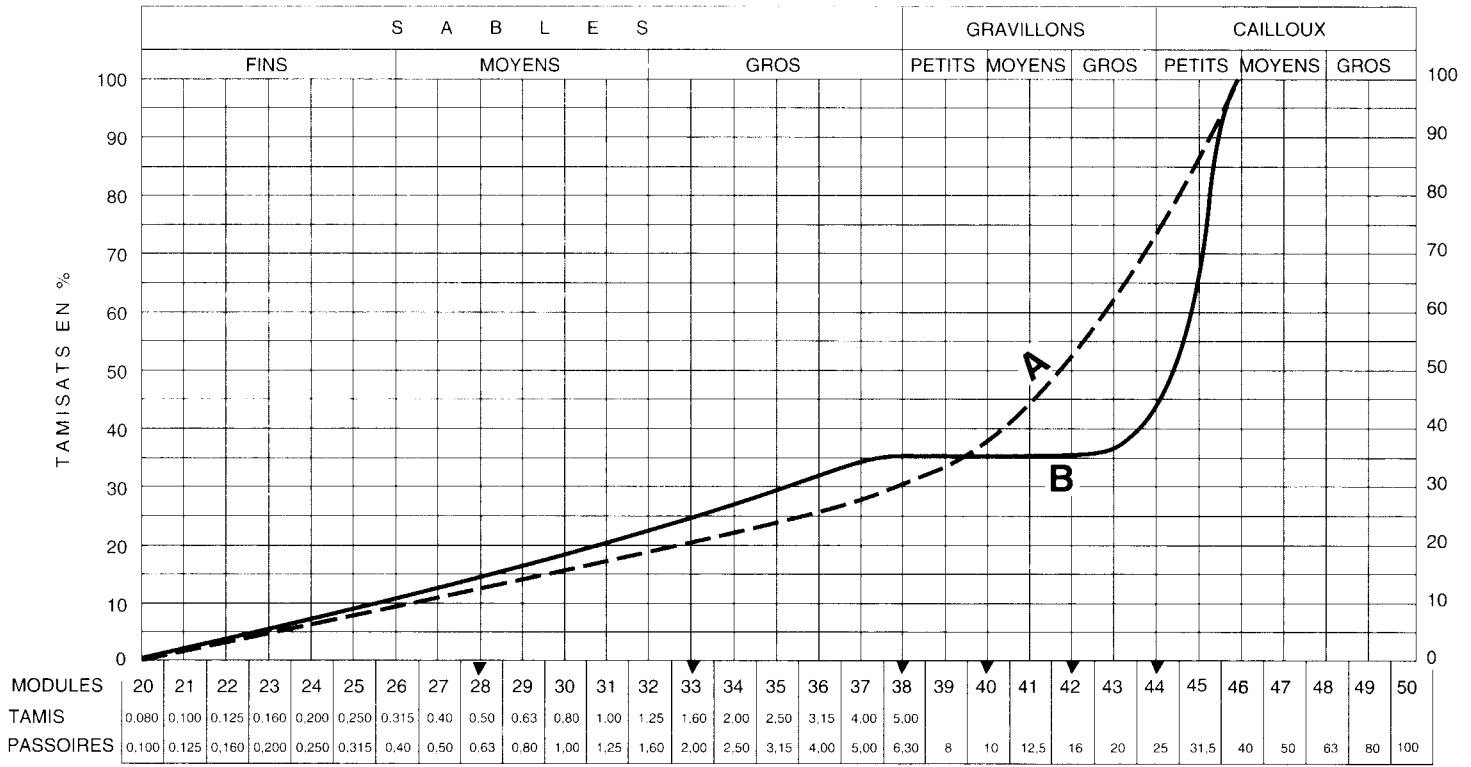


Fig. X-1 – Analyse granulométrique.
Courbes granulaires continue (A) et discontinue (B) pour des bétons pour lesquels D = 40 mm.

résistances en compression un peu supérieure mais parfois au détriment de l'ouvrabilité. Cependant, on peut estimer que pratiquement la plupart des bétons actuellement utilisés sont à granularité continue.

1.1 Méthode de Bolomey

Par une formule appropriée, on trace une courbe granulométrique de référence et l'on s'efforce de réaliser avec les granulats dont on dispose une composition granulaire totale (ciment compris), dont la courbe soit aussi proche que possible de la courbe de référence théorique.

La formule de base est la suivante :

$$p = A + (100 - A)\sqrt{\frac{d}{D}},$$

p est le pourcentage de grains passant à la passoire de diamètre d,
D est le diamètre du plus gros grain,
A varie de 8 à 16, sa valeur étant d'autant plus élevée que le dosage en ciment est plus fort.

Cette méthode aboutit théoriquement tout au moins à une granularité continue.

1.2 Méthode d'Abrams

C'est une règle de mélange basée sur l'obtention d'un certain module de finesse global pour le mélange de granulats à partir de la connaissance des modules de finesse des granulats à employer.

Le module de finesse du mélange est choisi de manière que les vides dans ce mélange soient, en principe, réduits au minimum. La définition du module de finesse d'un granulat a été donnée précédemment au chapitre VI paragraphe 7.

Les modules optimaux pour béton de granulats roulés, déterminés expérimentalement par Abrams, sont indiqués dans le tableau 10-1 en fonction du dosage en ciment et de la dimension D du granulat le plus gros.

Tableau 10-1

Valeurs optimales d'après Abrams
du module de finesse des compositions granulaires des bétons courants.

Dosage en ciment kg/m³	Dimension maximale D des granulats						
	10	15	20	25	30	40	60
275	4,05	4,45	4,85	5,25	5,60	5,80	6,00
300	4,20	4,60	5,00	5,40	5,65	5,85	6,20
350	4,30	4,70	5,10	5,50	5,73	5,88	6,30
400	4,40	4,80	5,20	5,60	5,80	5,90	6,40

Nous rappelons ici la règle du mélange d'Abrams : elle permet de calculer les pourcentages relatifs de granulats de modules de finesse Mf_1 et Mf_2 pour obtenir un module Mf choisi pour le mélange.

À titre d'exemple, prenons un gravier 5/20 mm de module $Mf_1 = 6{,}50$ et un sable 0/5 mm de module de finesse $Mf_2 = 2{,}60$; choisissons pour le mélange de sable et gravier un module de finesse $Mf = 5{,}00$ par exemple (dosage en ciment 300 kg/m^3).

soit : $S_1 = Mf_1 - Mf = 6{,}50 - 5{,}00 = 1{,}50,$

$S_2 = Mf - Mf_2 = 5{,}00 - 2{,}60 = 2{,}40,$

$S = S_1 + S_2 = 3{,}90.$

Proportion de gravier $\frac{S_2}{S} = \frac{2{,}40}{3{,}90} = 62\ \%.$

Proportion de sable $\frac{S_1}{S} = \frac{1{,}50}{3{,}90} = 38\ \%.$

Tout réside donc, dans cette méthode, sur le choix judicieux du module de finesse du mélange à réaliser (avec les granulats seuls). Ce module dépend évidemment de nombreux paramètres tels que : forme, nature et dimension des granulats, dosage en ciment, résistance et plasticité désirée, etc.

Nous nous inspirerons de cette méthode mais plus particulièrement pour l'étude de la granularité des sables (D $\leqslant$ 5 mm en principe).

1.3 Méthode de Faury

En 1942, J. Faury proposa, comme suite à une étude générale du béton, une nouvelle loi de granulation du type « continu ».

Il s'inspirait pour cela d'une théorie de Caquot relative à la compacité d'un granulat de dimension uniforme correspondant à un serrage moyen. La loi de granulation qui en découle est une loi fonction de $\sqrt[5]{d}$; c'est pourquoi Faury adopta une échelle des abscisses graduée en $\sqrt[5]{d}$. La courbe granulométrique idéale conduisant à la compacité maximale est alors théoriquement une droite ; cependant Faury a distingué les grains fins et moyens ($<$ D/2) des gros grains ($>$ D/2) et la pente de la droite de référence n'est pas la même pour chacune de ces deux catégories.

On trace donc pour l'ensemble du mélange, ciment compris, une courbe granulométrique de référence qui est composée de deux droites si l'on opère sur un graphique gradué, en abscisse, en $\sqrt[5]{D}$. L'abscisse du point de rencontre de ces deux droites est fixée à D/2 et son ordonnée Y est donnée par une formule tenant compte de la grosseur D du granulat et comportant certains paramètres dont la valeur est à choisir dans des tableaux en fonction de la qualité des granulats (roulés ou concassés) et de la puissance du serrage (simple piquage ou vibration plus ou moins intense).

Cette valeur se calcule par la formule suivante :

$$Y = A + 17 \sqrt[5]{D} + \frac{B}{\frac{R}{D} - 0,75}$$

Le paramètre A se choisit dans le tableau suivant (tableau 10-2) et D est exprimé en dimension passoire.

B varie de 1 à 2 selon que le béton est ferme ou mou.

R est le rayon moyen du moule.

En choisissant des valeurs moyennes pour les paramètres A, B et R, la valeur moyenne de Y est de l'ordre de 60 % pour D = 16 mm et de 75 % pour D = 100 mm.

Pour un béton D = 25 mm les valeurs extrêmes de Y sont :

valeur maximale : consistance très fluide, sans serrage, granulats concassés, effet de paroi important :

$$Y = 38 + 17 \sqrt[5]{25} + \frac{2}{1 - 0,75} = 78\ \% ;$$

valeur minimale : serrage exceptionnellement puissant, granulats roulés ; effet de paroi négligeable.

$$Y = 22 + 17 \sqrt[5]{25} = 54\ \%$$

Tableau 10-2

Valeur de A

	Sables et graviers roulés usuels	**Sables roulés et graviers de broyage usuels**	**Sables et graviers de broyage usuels**
Consistance très fluide, mise en œuvre sans serrage	32 et au-dessus	34 et au-dessus	38 et au-dessus
Consistance fluide pour faible serrage	30-32	32-34	36-38
Consistance molle pour serrage moyen	28-30	30-32	34-36
Consistance ferme pour serrage soigné	26-28	28-30	32-34
Consistance très ferme pour serrage puissant	24-26	26-28	30-32
Consistance de terre humide, serrage très puissant	22-24	24-26	28-30
Serrage exceptionnellement puissant	au-dessous de 22 (à déterminer dans chaque cas)	au-dessous de 24 (à déterminer)	au-dessous de 28 (à déterminer)

Ces valeurs donnent les deux courbes de références tracées sur la figure X-2.

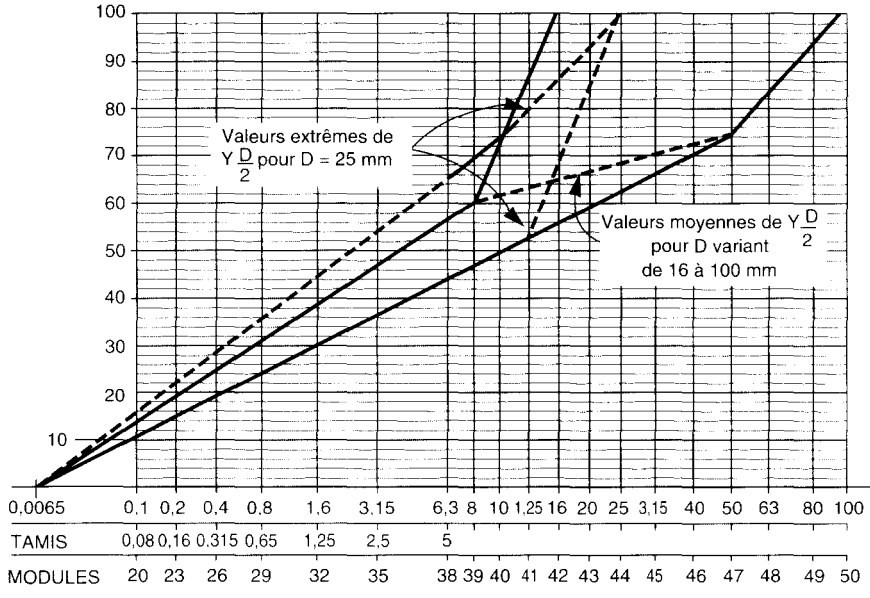


Fig. X-2 – Courbes de référence Faury.

Nous nous inspirerons de cette méthode quant au tracé d'une courbe granulaire de référence suivant deux droites définies par leur point de brisure, mais nous le ferons *pour les granulats seuls (sans le ciment)*, ce qui simplifie beaucoup les choses; le dosage en ciment est en effet, dans la pratique, affaire de résistance et non de granularité.

1.4 Méthode de Valette

R. Vallette a mis au point une méthode essentiellement expérimentale mais qui nécessite cependant un certain nombre de calculs préparatoires. Cette méthode est souvent désignée par « dosage des bétons à compacité maximale » ou « dosage des bétons à minimum de sable » ou « dosage des bétons à granularité discontinue ».

La méthode Vallette proprement dite est quelquefois utilisée avec certaines variantes.

Voici sommairement résumé le principe de cette méthode.

Dans les cas les plus courants, on part en général de deux granulats (bétons binaires) : un sable 0/5 mm et un gravier présentant le plus souvent une certaine discontinuité avec le sable, un 16/25 mm par exemple.

On calcule d'abord le dosage de sable et ciment devant donner en principe le mortier plein à minimum de ciment; ce dosage s'obtient en mesurant les vides du sable mouillé et en calculant le dosage en ciment permettant de remplir le volume des vides du sable par un volume égal de pâte pure de ciment.

On ajoute ensuite le maximum de gravier mouillé compatible avec une ouvrabilité permettant un moulage correct et une mise en œuvre facile dans les conditions du chantier. C'est la partie essentiellement expérimentale de la méthode et elle repose sur l'appréciation de l'opérateur sur la « convenance » du béton ; il doit donc être un praticien connaisseur en la matière. On obtient alors le béton plein à minimum de sable et le moins dosé (en ciment). Les dosages en ciment auxquels on aboutit ainsi sont presque toujours très nettement au-dessous des dosages nécessaires pour obtenir les résistances souhaitées, la plasticité nécessaire, l'étanchéité ou autres qualités. Pour déterminer la composition du béton de dosage en ciment suffisant pour la résistance à obtenir, on fixe *a priori*, dans certains cas, ou on évalue par un calcul approprié, le volume de pâte pure compensatrice à substituer à un égal volume plein mouillé de sable.

Nous nous inspirerons de cette méthode quant à son côté expérimental, la formule de composition que nous aurons calculée devant être nécessairement testée par des essais d'études et de convenance.

1.5 Méthode de Joisel

S'inspirant comme Faury de la théorie de Caquot mais en la généralisant, A. Joisel propose de considérer que la loi de granulation conduisant à la compacité maximale est fonction de $^{m}\sqrt{d}$, m dépendant de la compacité avec laquelle se serre un granulat de dimension uniforme selon les moyens de serrage ; m peut alors varier de 3 à 10.

Afin d'obtenir une courbe granulométrique de référence qui se réduit à une simple droite, l'échelle des abscisses n'est plus systématiquement proportionnelle à $^{5}\sqrt{d}$ (Faury) mais à $^{m}\sqrt{d}$, m variant avec le serrage des matériaux.

Comme dans la méthode de Faury, on aboutit donc en principe à une granularité continue sauf, bien entendu, si les granulats dont on dispose en pratique présentent une discontinuité. Toutefois, pour éviter la cassure de la droite de référence au point d'abscisse D/2, Joisel a déterminé l'échelle de l'intervalle $\frac{D}{2}/D$ de façon à n'avoir qu'une simple et unique droite, c'est l'avantage de cette méthode mais, en revanche, il faut employer un graphique dont l'échelle des abscisses est variable d'une étude à l'autre, d'un type de granulat à un autre. C'est ensuite par une méthode graphique dont nous nous inspirons que se déterminent les pourcentages des divers granulats.

Comme pour les méthodes Faury et Vallette le dosage en ciment déterminé par cette méthode est le dosage minimal correspondant théoriquement – sur le plan granulométrique, à la compacité maximale ; ce dosage est en général nettement inférieur (150 à 200 kg/m^3) au dosage nécessaire ou exigé (250 à 400 kg/m^3 dans la plupart des cas). Une correction doit donc être apportée dans ce sens.

La diversité de ces méthodes et les nombreux paramètres à choisir en fonction de divers autres différemment appréciés a fatalement pour conséquence de faire varier à l'infini les compositions utilisées ici ou là, hier ou aujourd'hui, et ces variations ne nous semblent pas toujours bien justifiées ; il suffit de faire par exemple le tour de

quelques chantiers situés au voisinage les uns des autres. Pour des ouvrages de type très semblable, exécutés dans des conditions analogues, on voit employer des bétons dont les formules de composition, à partir des mêmes matériaux de base, sont plus ou moins différentes les unes des autres pour la seule raison, nous semble-t-il, que l'entreprise ou le service de contrôle du maître d'œuvre ne sont pas les mêmes ; cependant, chacun est, au demeurant, à peu près satisfait de la formule employée et les résultats de contrôle de résistance (ou autres caractéristiques) ne sont pas très différents dans la mesure où ils sont exécutés sérieusement et suivant un processus analogue.

C'est pourquoi, il ne faut pas attacher un caractère intangible aux résultats donnés par une méthode ou par une autre.

Pour la plupart des bétons utilisés dans les cas normaux et courants, une méthode, simplifiée pour être pratique, tenant le plus grand compte de l'expérience acquise d'après ce qui se fait en général aujourd'hui, nous paraît devoir être satisfaisante et suffisante ; l'essentiel est ensuite de vérifier par des essais de convenance que la formule choisie (quitte à la modifier en conséquence) convient bien pour le béton désiré en lui conférant les qualités souhaitées : ouvrabilité et résistance en particulier.

L'élaboration, la mise au point et les justifications de la méthode simplifiée que nous préconisons font l'objet du paragraphe suivant.

2. RECHERCHES CONCERNANT LA COMPOSITION DES BÉTONS

Les recherches qui ont permis de proposer la méthode exposée ci-après ont été initialement réalisées sur la base des normes existantes à l'époque qui exprimaient notamment la dimension « D », des granulats supérieurs à 5 mm, en dimension « passoires ».

Or depuis de nombreuses années, seuls les tamis sont utilisés et il n'est plus question de passoires dans les normes actuelles pour la détermination des courbes granulométriques. Aussi, dans cette nouvelle édition et ce, contrairement aux précédentes, tous les calculs et tableaux sont donnés en dimension « tamis », évitant ainsi la nécessité de corriger, à partir des modules, les passoires en tamis ou le risque de commettre des erreurs notamment dans l'appellation des classes de béton, l'ancien 0/25 en dimension « passoires » par exemple, correspondant au 0/20 « tamis » actuel.

Il est bien évident par ailleurs que l'ensemble des raisonnements ayant conduit à l'élaboration de cette méthode est rigoureusement le même et n'est en rien modifié par rapport aux éditions précédentes.

L'étude d'une composition de béton consiste presque toujours, à rechercher conjointement deux qualités essentielles : résistance et ouvrabilité ; or ces deux qualités sont étroitement liées l'une à l'autre, quant aux facteurs dont elles dépendent mais elles varient en sens inverse comme indiqué dans le tableau 10-3 :

Tableau 10-3

Qualités de divers paramètres en fonction soit de l'ouvrabilité, soit de la résistance recherchée pour un béton.

Facteurs de composition du béton	Pour une bonne ouvrabilité	Pour une bonne résistance
Finesse du sable	plutôt fin	plutôt grossier
Rapport $\frac{\text{G (gravier)}}{\text{S (sable)}}$	à diminuer	à augmenter
Dosage en eau	à augmenter	à diminuer
Granularité	continue préférable	discontinue légèrement préférable
Dimension maximale des granulats D	plutôt petite	plutôt forte

La recherche simultanée de ces deux qualités pose donc un éternel dilemme dont ne peut sortir que par des solutions de compromis. De plus, il convient souvent de rechercher d'autres qualités : étanchéité, résistance au gel, résistance à l'usure, qualité du parement, adaptation à la structure de l'ouvrage (massif, léger, mince, peu ou très ferraillé), etc.

C'est pourquoi, il est difficile, pour ne pas dire impossible d'élaborer une théorie au sens propre et scientifique du terme permettant de prendre en compte ces nombreux paramètres et d'aboutir à la meilleure composition donnant *elle seule* le béton présentant toutes les qualités souhaitées. Nous avons donc tenté de rechercher une théorie dont nous allons exposer les principes, et qui, il faut bien le dire, aborde le problème de la composition des bétons sous une forme assez dépourvue d'orthodoxie scientifique.

À cet effet, une enquête a été menée auprès d'entreprises, d'administrations, de laboratoires et de centrales de béton prêt à l'emploi qui ont accepté de fournir l'ensemble des données relatives à des bétons mis en œuvre sur de très nombreux chantiers, comprenant les courbes granulométriques (avec des granularités allant de D = 12,5 mm à D = 80 mm), les natures de granulats utilisés, les dosages et formulations des bétons, les natures d'ouvrages auxquels ils étaient destinés et les résistances obtenues.

Disposant de cet ensemble de résultats, nous avons cherché à définir statistiquement sous forme de règles simples et pratiques une méthode globale permettant d'aboutir aux dosages en question, compte tenu des données de chaque cas d'espèce. Assez rapidement nous avons vu apparaître à travers ce fatras de formules de composition diverses issues de tous les horizons de la fabrication du béton, des constantes, des similitudes, des lois de variation de forme simple, des fuseaux granulaires préférentiels, etc.

Nos recherches ont donc finalement conduit à la définition d'une méthode simple qui, à partir des données de base essentielles, permet d'aboutir approximativement, mais rapidement, aux compositions qui ressortent en moyenne de l'examen statistique des bétons les plus couramment utilisés actuellement dans la pratique.

2.1 Données essentielles de base

2.1.1 *Dimension des granulats*

Nous en avons déjà traité au chapitre IX, paragraphe 1.2 et il suffit d'appliquer les règles qui y sont mentionnées.

2.1.2 *Résistance désirée*

Elle est en général définie par la résistance en compression sur cylindre à 28 jours. C'est elle qui conduit directement vers le choix du dosage approximatif en ciment dont on devra connaître la classe vraie C_E sur laquelle on peut compter en moyenne (voir chapitre XIV paragraphe 6.2).

2.1.3 *Consistance désirée*

On la définira en principe par l'affaissement moyen au cône d'Abrams.

2.2 Dosage en ciment

D'une façon générale, on peut dire que le dosage en ciment est une chose et le dosage des granulats en est une autre ; il y a, certes, interdépendances mais non pas problème granulaire unique.

Or nombreuses sont les méthodes, en particulier celles basées sur la recherche de la compacité maximale, qui considèrent essentiellement le grain de ciment sous son aspect physique de grain fin venant prendre sa place dans le remplissage optimal recherché pour le mélange de l'ensemble des granulats et du ciment. On aboutit à une composition pour laquelle, dans la plupart des cas, le dosage en ciment est beaucoup plus faible que celui nécessité par la résistance désirée, ou imposé par le contrat. On adopte alors bien entendu le dosage en ciment nécessaire ou imposé et l'on corrige en conséquence le dosage des granulats (du sable en particulier) tel qu'il ressortait de l'étude du mélange complet. Ne serait-il pas plus normal de fixer tout d'abord le dosage en ciment indépendamment de l'étude granulaire puisque c'est en pratique ce qui se passe ? Pour nous, cela nous semble évident et dans la description détaillée de notre méthode au chapitre suivant nous verrons comment, à partir d'une résistance et d'une plasticité désirées, on obtient une valeur approximative du dosage en ciment et du dosage en eau ; on utilise la formule : $f_c = G F_{CE}\left(\frac{C}{E} - 0{,}5\right)$ pour en déduire une valeur approximative du rapport C/E ; puis par des abaques on détermine C et E en fonction de C/E, de la résistance et de la plasticité désirées (voir paragraphe 3.3 de ce chapitre.

Les abaques que nous indiquons sont déduits de très nombreux résultats expérimentaux, mais les valeurs que l'on y trouve ne sont qu'approximatives et il convient de les vérifier ou de les modifier par des essais dits « d'étude et de convenance ».

2.3 Dosage en eau

L'eau est, dans la composition d'un béton, le facteur qu'il convient de régler avec le plus de minutie. Or, c'est justement celui, qui, compte tenu de la précision nécessaire, est le plus difficile à calculer préalablement et à réaliser ensuite à l'exécution.

Le calcul de la quantité d'eau nécessaire dans une composition de béton est un exercice qui peut devenir compliqué si l'on veut prendre en compte tous les paramètres : dosage, finesse de mouture et hydratation du ciment; finesse, surface spécifique, porosité, angularité et coefficient de frottement des granulats; plasticité désirée...

En effet, la quantité d'eau dans un mètre cube de béton, sert pour la moitié à peu près à l'hydratation du ciment, tandis que l'autre moitié, sous forme d'eau de mouillage et interstitielle confère au béton ses qualités de plasticité et d'ouvrabilité que l'on vérifie, en général, par des mesures d'affaissement au cône d'Abrams, une partie de l'eau pouvant d'ailleurs être absorbée par les granulats en fonction de leur plus ou moins grande porosité.

Sur un plan pratique, *après avoir approximativement évalué le dosage en eau par une règle la plus simple possible*, il sera très facile au cours des essais d'étude et de convenance, par quelques mesures d'affaissement au cône, de déterminer avec une précision suffisante et moins illusoire que celle d'un calcul préalable, le dosage en eau nécessaire pour obtenir effectivement en pratique (compte tenu de la réalité des divers paramètres) un béton de la plasticité désirée, principal objectif, en définitive, de ce dosage en eau.

2.4 Dosage des granulats

Considérant *provisoirement résolu* le problème du dosage en ciment et en eau nous allons maintenant aborder celui du dosage des granulats *seuls* (sables et gravier) *sans le ciment* dont le dosage est déjà déterminé.

2.4.1 *Composition théorique de référence*

Nous avons tracé pour *tous* les bétons ayant servi de base à notre étude, les courbes granulométriques du mélange des *granulats seuls* grâce à la connaissance des proportions de chacun d'eux et de leurs courbes granulométriques respectives. Une première constatation porte sur la forme générale de ces courbes; on peut assez facilement dans la grande majorité des cas, les assimiler à deux droites suivant le tracé OAB (fig. X-3, p. 217) s'éloignant fort peu de la courbe granulaire réelle; nous ne

faisons là que reprendre la proposition principale servant de base à la méthode de Faury, avec toutefois une différence : dans notre cas le mélange ne comprend pas le ciment. Cette propriété apparente des courbes granulaires des différents bétons se révèle très nettement et nous l'adopterons pour définir la composition granulaire de référence théorique pour le béton étudié ; le point A seul est à fixer en abscisse et ordonnée, le point B étant défini par le choix préalable de D.

2.4.2 *Choix de graduation du graphique*

Nous avons établi toutes nos courbes granulaires sur un graphique du type normalisé AFNOR qui comporte en abscisse une graduation logarithmique ce qui présente l'avantage d'une graduation équidistante en modules successifs ; outre l'intérêt que présente l'utilisation d'un graphique normalisé, cette échelle linéaire en module a l'avantage de la simplicité d'établissement mais également celui d'être la mieux adaptée à une représentation linéaire de la granularité dans la zone des sables jusqu'au module 38 (0 à 5 mm). C'est en effet, en pratique, dans cette zone que l'étude de la granularité est particulièrement nécessaire. L'étude de l'influence des sables sur diverses qualités des bétons nous a conduit à préconiser pour les sables à béton un fuseau optimal autour de la valeur moyenne 2,5. Or la représentation schématique d'un sable suivant la droite OS (fig. X-3) correspond justement à un module de finesse de 2,50 (0,83 + 0,67 + 0,50 + 0,33 + 0,16 + 0,00). La graduation logarithmique en abscisse est donc particulièrement bien adaptée à une représentation linéaire de la courbe granulaire de référence. En se donnant en effet comme base théorique de composition la droite OA, on tend à préconiser pour le sable de O à S' une composition rectiligne se déduisant par conséquent de la droite OS équivalente à un module 2,50, ce qui est favorable ; le tracé granulaire réel par rapport à cette droite renseignera donc immédiatement sur la caractéristique de finesse du sable par rapport au module optimal 2,50, car la simplicité de la méthode globale à laquelle nous allons aboutir ne dispense pas, au contraire, d'étudier spécialement le sable en ce qui concerne particulièrement son module de finesse (chapitre VI paragraphe 7) et d'y apporter éventuellement la correction nécessaire (ajout d'un sable correcteur si possible).

2.4.3 *Fuseaux granulaires réels*

Les courbes granulaires (sans le ciment) de l'ensemble des bétons étudiés ont été groupées par grosseur de granulats D, ce qui a permis de tracer les fuseaux-enveloppes correspondants donnés sur les figures X-4, X-5 et X-6 pour les valeurs principales de D : 20 mm, 40 mm et 80 mm.

Des fuseaux analogues ont également été tracés pour des bétons D = 5 mm (microbétons), D = 12,5, 16, 20, 31, 40, 63 et 80 mm.

Ils se présentent de façon à peu près semblable et les remarques que nous allons faire sur les trois précédents s'y appliqueraient de la même manière.

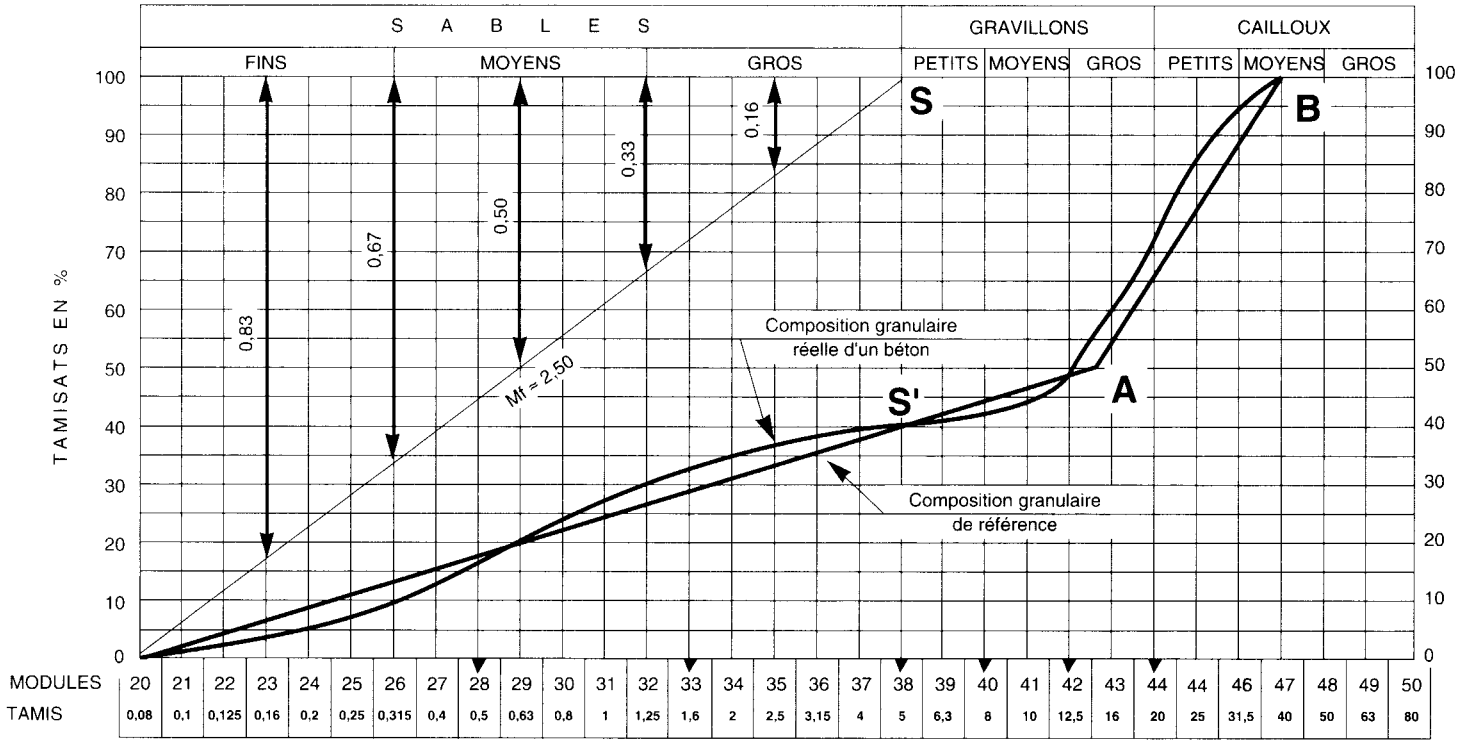


Fig. X-3 – Analyse granulométrique. Composition granulaire de référence.

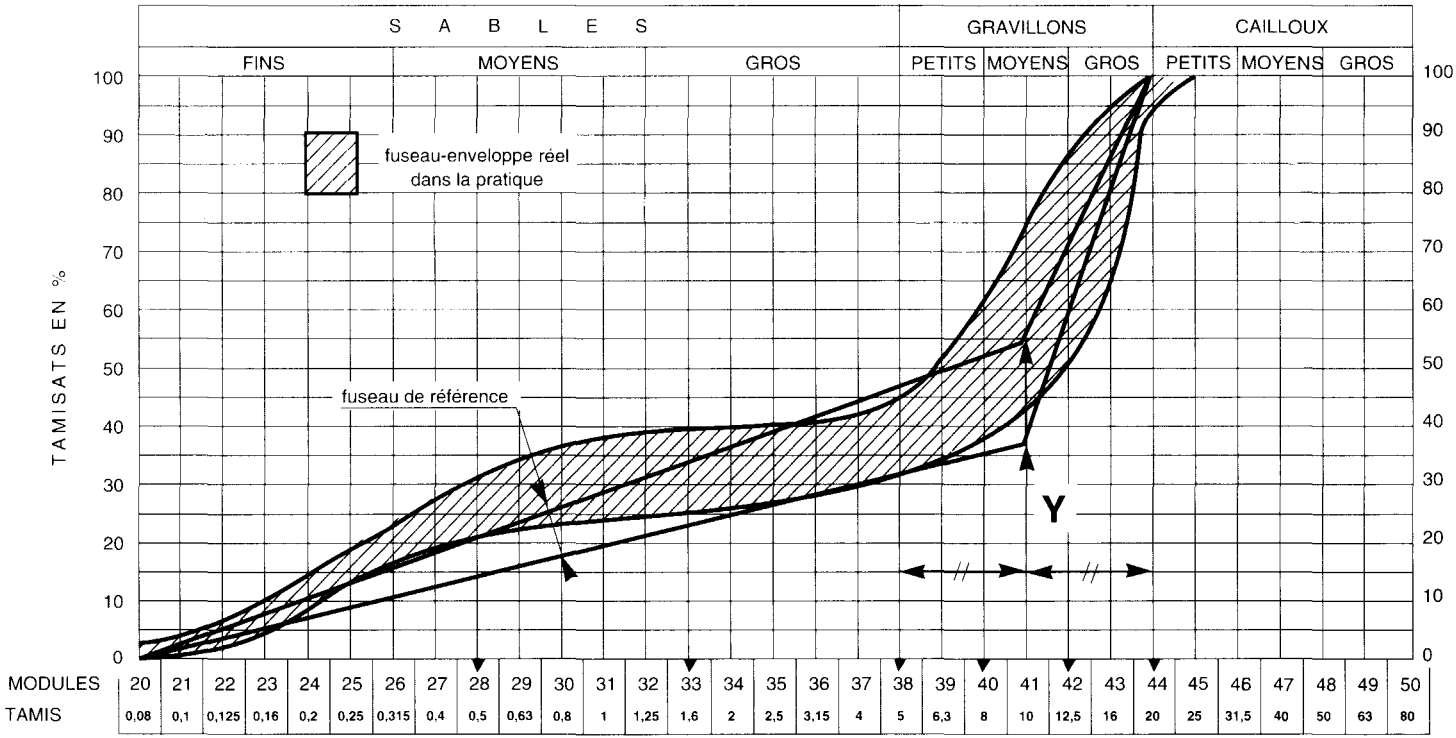


Fig. X-4 – Analyse granulométrique. Fuseau-enveloppe pour 28 bétons D = 20 mm.

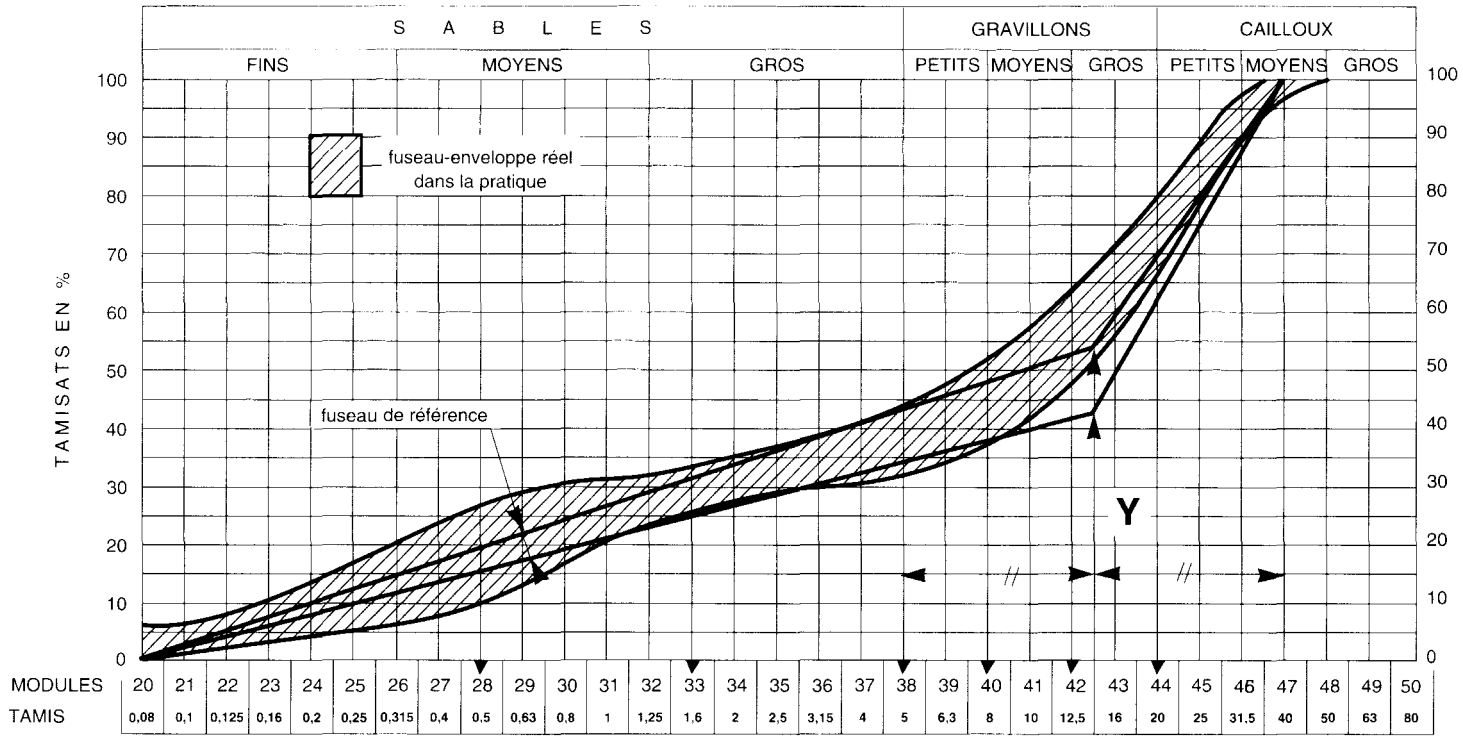


Fig. X-5 Analyse granulométrique. Fuseau-enveloppe pour 11 bétons D = 40 mm.

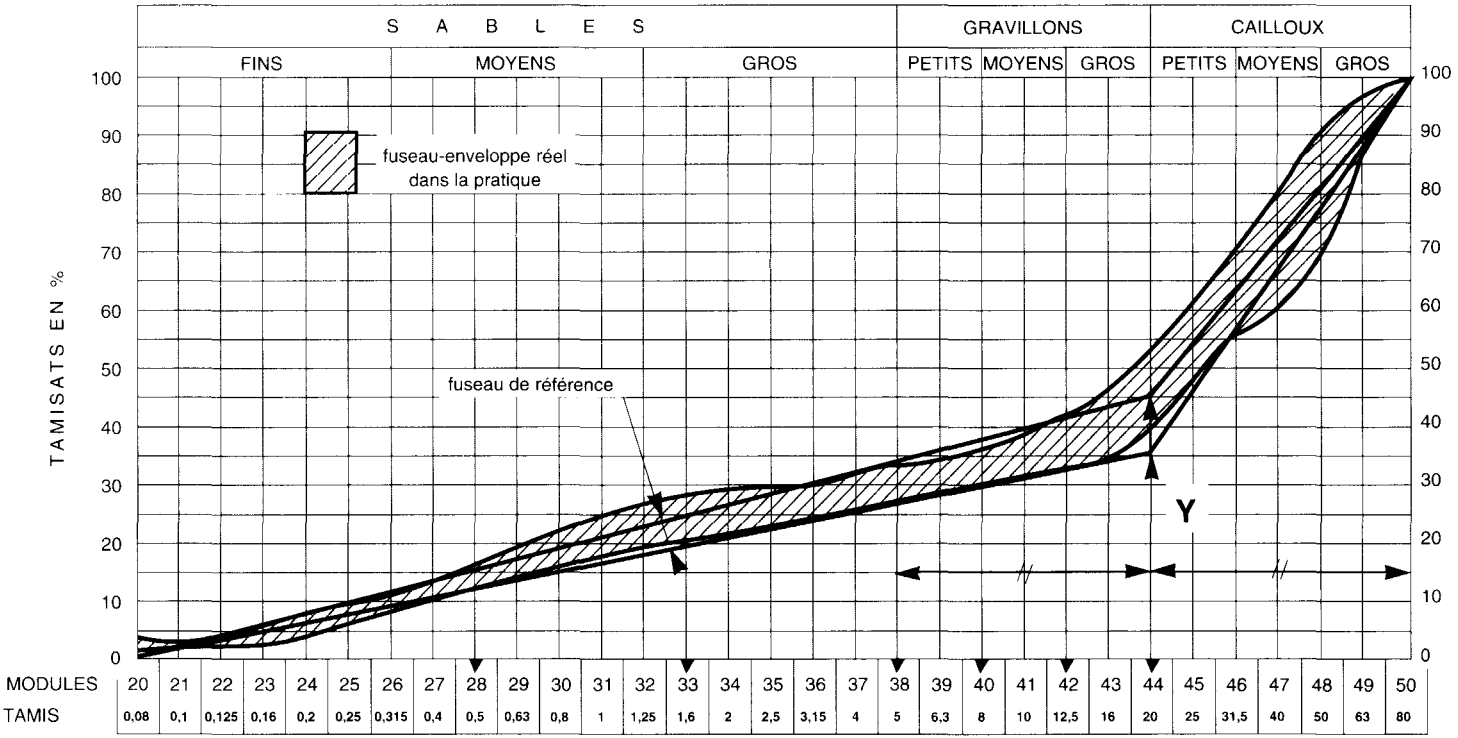


Fig. X-6 – Analyse granulométrique. Fuseau-enveloppe pour 6 bétons D = 80 mm.

2.4.4 *Coordonnées du point de brisure de la composition moyenne de référence*

Si pour le béton D $\leqslant$ 20 mm le point de brisure semble pouvoir assez bien se placer à l'abscisse D/2 (selon la règle de Faury), en revanche il nous semble qu'au fur et à mesure que D augmente au-delà de 20 mm, l'abscisse du point de brisure augmente moins vite que d'après la règle D/2; il apparaît à l'examen de l'ensemble des tracés granulaires, que pour les bétons pour lesquels on a D > 20 mm le point de brisure peut se situer en moyenne à l'abscisse correspondant au milieu du segment compris entre le module 38 (D = 5 mm) et le module correspondant à D; en revanche, pour les bétons pour lesquels on a D $\leqslant$ 20 mm, on peut appliquer la règle Faury fixant l'abscisse du point de brisure à D/2 (pour D = 20 mm le résultat est le même).

Quant à l'ordonnée du point de brisure nous avons cerné ses différentes valeurs par deux méthodes distinctes :

- la première par référence aux compositions granulaires de l'ensemble des bétons étudiés,
- la deuxième par référence à une règle expérimentale mise au point au laboratoire des bétons du C.E.S. et utilisée depuis plusieurs années.

2.4.4.1 *Première méthode*

Considérons par exemple, parmi l'ensemble étudié, la composition granulaire faisant l'objet de la figure X-7; il s'agit d'un béton binaire composé d'un sable 0/5 mm et d'un gravier 5/20 mm, dosé en ciment à 300 kg/m^3.

La masse de sable est de 765 kg et celle de gravier 1 070 kg. Ce béton a été utilisé pour la confection du tablier en béton armé d'un passage supérieur.

En admettant des masses spécifiques peu différentes pour le sable et le gravier, ce qui est le cas général, on peut considérer qu'en volume absolu des granulats *seuls*, le pourcentage de sable est de $\frac{765}{1070 + 765} = 42\ \%$ et celui du gravier 58 %. Si donc nous considérons que la verticale du module 38 est en fait la *ligne de partage* du sable 0/5 (à gauche) et du gravier 5/20 (à droite), la droite de référence issue de 0 doit passer, sur la verticale du module 38, au point d'ordonnée 42 %; le point de brisure est à l'abscisse D/2 = 10 mm et dans ce cas on trouve, d'après la position en ordonnée, Y = 48 %; ainsi se trouve représentée la *composition de référence qui redonnerait justement la composition réelle dont on est parti;* il suffit de lire le pourcentage de sable à l'intersection de cette droite de référence et de la ligne de partage des deux granulats employés. On peut donc de la même façon et très facilement, pour chacun des bétons binaires, calculer la valeur de Y permettant de tracer la composition de référence qui redonnerait en définitive la composition réelle du béton en question : c'est ce qui a été fait.

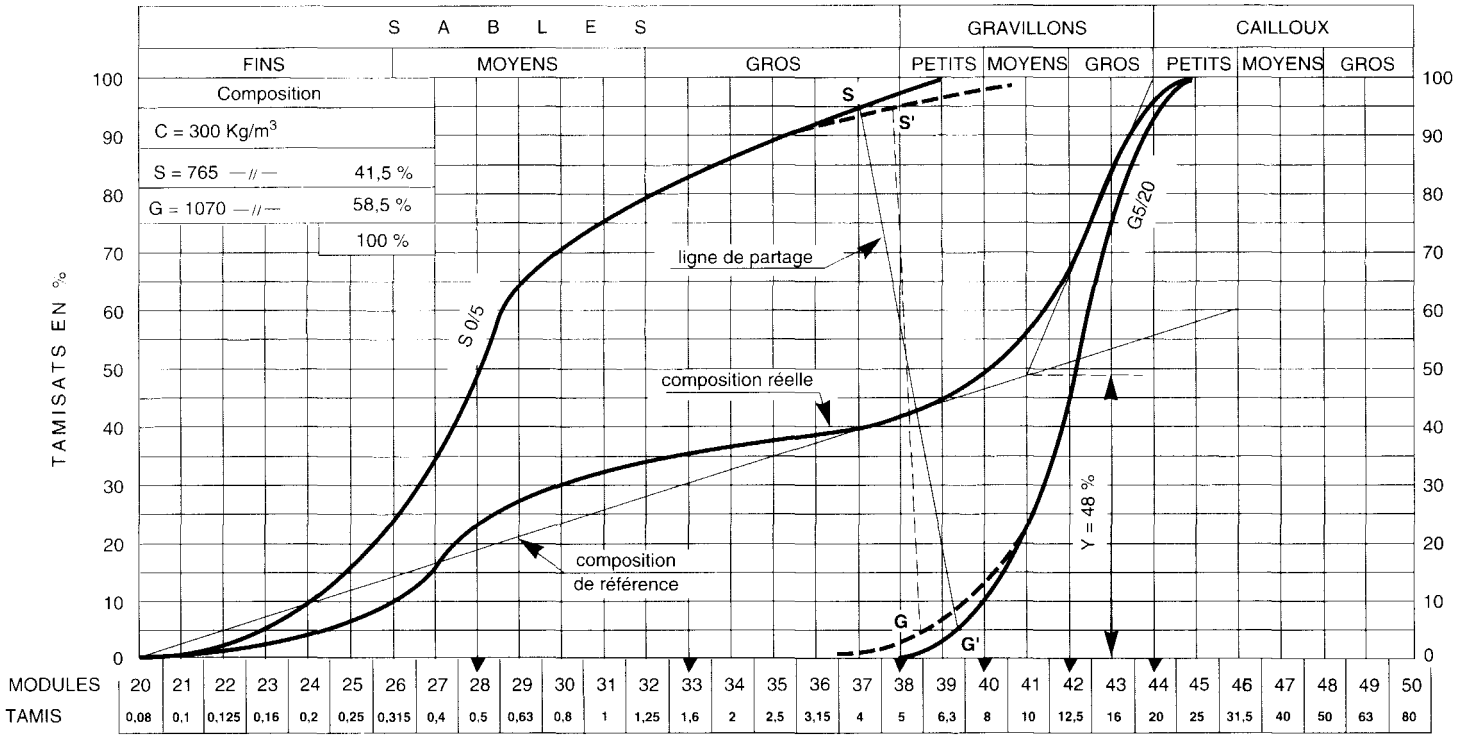


Fig. X-7– Analyse granulométrique. Tablier en béton armé d'un passage supérieur. Exemple de composition granulaire d'un béton binaire D = 20 mm.

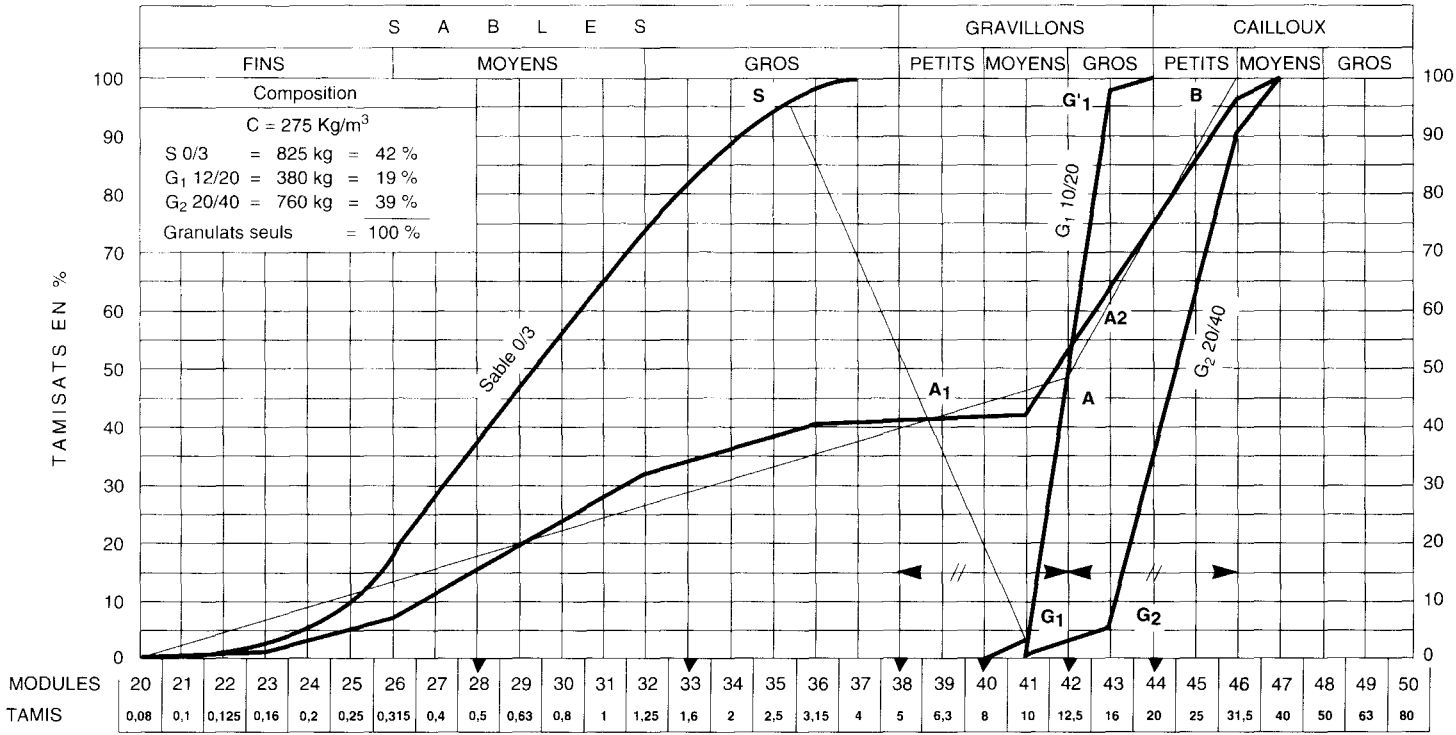


Fig. X-8 – Analyse granulométrique. Exemple réel de composition granulaire d'un béton témoin D = 40 mm (béton pour un mur de soutènement légèrement armé).

À remarquer cependant que les courbes représentatives des granulats ne sont pas toujours aussi nettement définies dans leurs parties extrêmes. Elles peuvent présenter par exemple des tracés tels que ceux figurés en tiretés et les extrémités haute et basse de deux courbes successives peuvent, si elles ne coïncident pas sur une même verticale, se chevaucher ou au contraire laisser entre elles une certaine discontinuité. Dans tous les cas, si les points à 100 % et à 0 % ne sont pas nettement définis, ceux à 95 % (S ou S') ou à 5 % (G ou G') le sont beaucoup mieux et peuvent être joints pratiquement sans ambiguïté comme sur la figure X-7 ; c'est donc la règle que nous adopterons, elle est simple et suffisante. En effet, chercher une règle plus complexe pour définir la ligne de partage entre les deux granulats reviendrait à chercher à calculer le pourcentage des granulats composants à moins d'un à deux pour cent près, ce qui serait illusoire et sans intérêt pratique ; par ailleurs, la règle simple que nous proposons est logique, car les faibles variations de la composition résultante en fonction des tracés des courbes granulaires dans leurs parties hautes et basses sont conformes au bon sens.

Considérons maintenant un cas un peu plus complexe : un béton ternaire dont la composition réelle est pour un dosage en ciment de 275 kg/m^3 :

	Pourcentages	
	Partiels	**Cumulés**
S : Sable 0/3 mm : 825 kg soit.....	42 %	42 %
G_1 : Gravier 12/10 mm : 380 kg soit.....	19 %	61 %
G_2 : Gravier 20/40 mm : 760 kg soit.....	39 %	100 %

Ce béton a été utilisé pour la confection d'un mur de soutènement légèrement armé. Sur la figure X-8 nous avons représenté le tracé granulaire réel de ce béton, en fonction de sa composition et des courbes des granulats utilisés. La première ligne de partage entre le sable S et le premier gravier G_1 est la droite SG_1 ; la droite de référence OA doit couper cette droite SG_1 au point A_1 d'ordonnée 42 % (pourcentage de sable) ; en la prolongeant jusqu'à l'abscisse du point de brisure (verticale au module 42, milieu entre les modules 38 et 46), on trouve Y = 49 %.

Cependant, la ligne de partage entre les deux graviers G_1 et G_2 est la droite $G'_1 G_2$; la deuxième droite de référence issue de B doit donc couper cette ligne de partage G'_1G_2 au point A_2 et d'ordonnée 61 % ; dans le cas présent, il se trouve que ces deux droites OA_1 et BA_2, constituant la composition de référence, se coupent au point A se trouvant justement sur l'abscisse prévue pour le point de brisure. Mais, il n'en est pas toujours de même et si l'on avait trouvé comme deuxième ordonnée Y = 45 % par exemple, on aurait adopté la valeur moyenne $Y = \frac{49 + 45}{2} = 47\ \%$. Pour l'étude statistique effectuée, on a ainsi calculé pour l'ensemble des bétons étudiés (plus d'une centaine) la valeur de Y, ordonnée du point de brisure situé à l'abcisse X fixée, suivant la règle ci-après :

$D \leqslant 20$ mm X est l'abscisse $\frac{D}{2}$;

$D \geqslant 20$ mm X est l'abscisse du point milieu du segment allant du module 38 au module correspondant à D.

On a pu déterminer ainsi un grand nombre de valeurs de Y et, en les groupant par dimension D, on a tracé les fuseaux-enveloppes simplifiés correspondants, pour chacune des valeurs de D ; sur les figures X-4, X-5 et X-6, on a représenté ceux relatifs aux principales valeurs de D : 20, 40 et 80 mm et, en surimpression, les fuseaux réels correspondants.

L'ensemble des calculs ainsi exécutés pour évaluer l'ordonnée Y des points de brisure peut se résumer dans le tableau 10-4.

Tableau 10-4

Résultats des calculs concernant les valeurs de Y pour l'ensemble des 106 bétons étudiés.

Bétons		Valeurs de Y en %		
Nombre	**D en mm**	**Extrêmes**	**Médiane**	**Moyenne**
6	80	34 - 44	39	40
3	63	37 - 43	40	40
8	50	36 - 58	47	45
11	40	43 - 53	47	46
11	31,5	31 - 57	44	44
13	25	36 - 58	47	44
28	20	37 - 55	46	47
18	16	38 - 55	46	46
3	12,5	45 - 51	48	49
2	10	47 - 48	48	47
3	5	46 - 50	49	48
106				

Si l'on représente graphiquement (fig. X-9) la variation de Y en fonction de D, on constate que l'on obtient une valeur moyenne très approximativement valable par la formule très simple $Y = 50 - \frac{D}{10}$, (Première méthode).

L'ensemble des points qui se trouvent certes un peu dispersés autour de cette valeur, tient cependant dans la fourchette ± 2 ; cela est relativement faible et ne peut avoir, sur la composition finale granulaire, qu'une influence pratiquement négligeable, par rapport à l'aspect global et simplifié de la méthode préconisée.

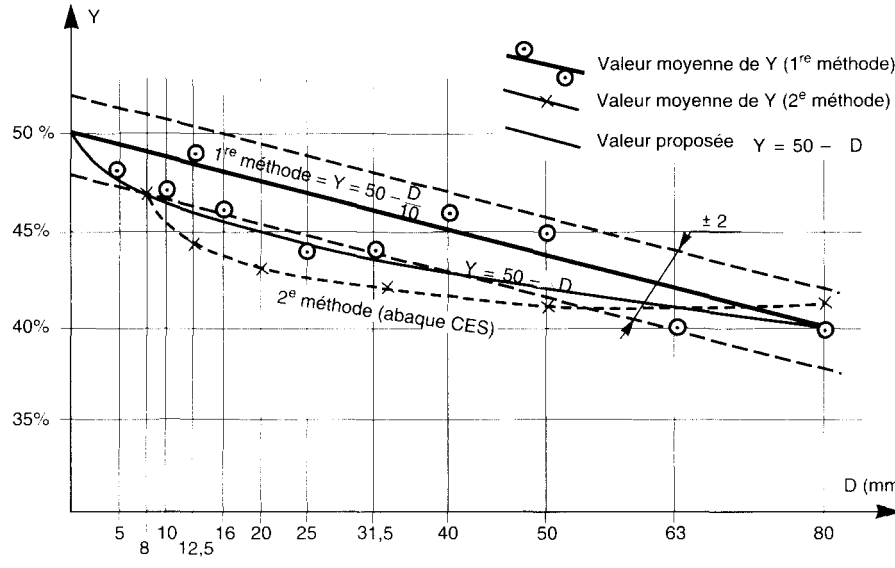


Fig. X-9 – Variation des valeurs moyennes de Y, ordonnée du point de brisure, en fonction de D.

2.4.4.2 *Deuxième méthode*

Nous nous référons maintenant à une règle de composition des bétons à partir du rapport G/S (gravier/sable) ; cette règle a été mise au point progressivement en fonction des nombreuses compositions réalisées. Elle a permis d'établir expérimentalement un abaque permettant de choisir un rapport G/S *moyen normal* en fonction de la valeur D et du dosage en ciment ; cet abaque est représenté sur la figure X-10.

Si, à titre d'exemple, nous adoptons un dosage uniforme en ciment de 350 kg/m^3, ce qui est une valeur moyenne courante, la connaissance de la valeur du rapport G/S permet de fixer le pourcentage de sable dans l'ensemble des granulats :

$$\%\,S = \frac{1}{1 + x}$$

Cela permet de fixer sur la verticale du module 38 (ligne de partage théorique entre sable et gravier) le point de passage de la première droite de la composition de référence ; l'abscisse du point de brisure est définie comme précédemment (paragraphe 2.4.4.1) et son ordonnée s'obtient en prolongeant la première droite précédente issue de O.

Ce calcul a été fait d'après l'abaque de la figure X-10 pour chacun des bétons correspondant à D = 8 ; 12,5 ; 20 ; 31,5 ; 50 et 80 mm.

On constate alors que les points de brisure A ont pour lieu géométrique en fonction de D une courbe présentant une très légère concavité tournée vers le haut, et une légère pente dans le sens des D croissants (fig. X-11).

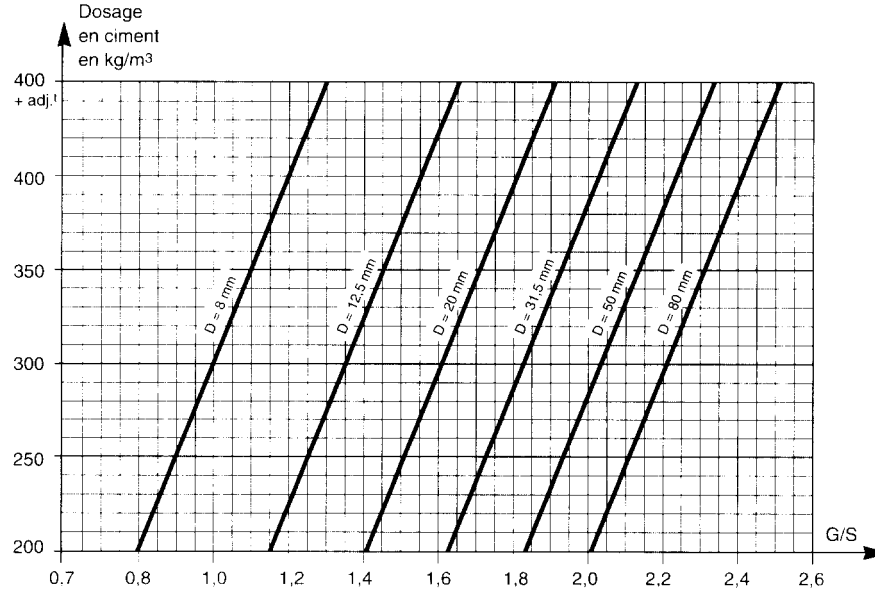


Fig. X-10 – Abaque expérimental donnant une valeur moyenne normale du rapport G/S en fonction de D et du dosage en ciment.

À titre de comparaison, nous avons reporté sur le graphique de la figure X-9 les valeurs de Y correspondant à cette courbe afin de les comparer à celles trouvées par la première méthode : on obtient une courbe qui a tendance à passer au-dessus des points précédents (première méthode) ; cela signifie que bien que nous nous efforcions de composer des bétons semblables à ceux de la pratique sur chantiers, la tendance du laboratoire est, malgré tout, de faire des bétons légèrement moins riches en sable que sur les chantiers. Dans notre cas, la différence n'est pas importante.

2.4.4.3 *Proposition d'une formule*

La méthode générale que nous élaborons ainsi, doit tenir compte de la pratique actuelle des chantiers mais également des règles expérimentales auxquelles nous ont conduit plusieurs années de pratique de bétonnage de pièces diverses en laboratoire. Nous proposerons en définitive pour valeur moyenne de Y une formule intermédiaire :

$$Y = 50 - \sqrt{D} + K$$

Nous rappelons que l'abscisse du point de brisure a été définie au début de ce paragraphe 2.4.4.1.

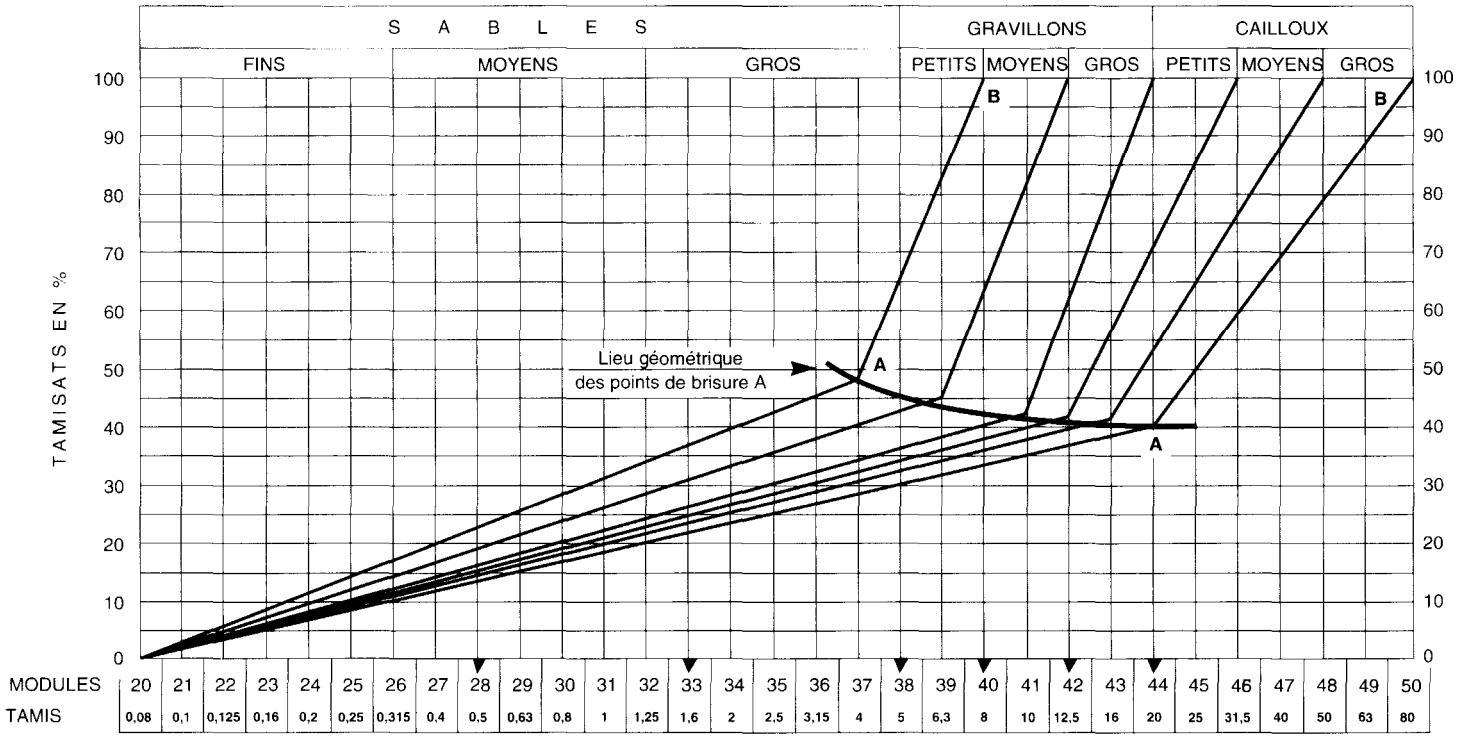


Fig. X-11 – Analyse granulométrique. Tracé des compositions granulaires d'après l'emploi de l'abaque de la figure IV-8 pour un dosage en ciment moyen courant de 350 kg/m³ et pour différentes valeurs de D (10 à 80 mm).

2.4.4.4 *Terme correcteur K*

K est un terme correcteur par rapport aux valeurs précédentes pour lesquelles on peut admettre que K = O car nous considérons qu'elles correspondent, en moyenne, à un dosage en ciment de 350 kg/m^3 avec des granulats roulés en général et pour une vibration efficace normale. Les valeurs de K sont indiquées dans un tableau spécial (tableau 10-12) paragraphe 3.6 de ce chapitre; cette correction consiste à relever le point A (ce qui correspond à majorer le dosage en sable) si le dosage en ciment est plus faible, si les granulats, en particulier le sable, sont concassés, si le module de finesse du sable est fort (sable grossier) ou si l'on prévoit une vibration relativement faible (et vice versa bien entendu). Les valeurs fixées pour cette correction ne sont pas intangibles, elles prétendent seulement indiquer le sens dans lequel doit être faite la correction et son ordre de grandeur, afin d'en tenir compte dans la détermination de la formule de composition; mais ce sont les essais d'étude et de convenance qui permettront d'apporter les corrections supplémentaires nécessaires à la mise au point de la formule de composition définitive pour fabriquer du béton sur le chantier.

2.4.5 *Cas particulier des micro-bétons*

Nous avons été amené à étudier des micro-bétons (D = 5 mm) qui devaient être utilisés pour la confection de petites pièces en béton armé constituant des modèles réduits de pièces de dimensions normales essayées par ailleurs.

L'étude de ces micro-bétons a donc été conduite de façon à obtenir par rapport au béton normal, une résistance et un module d'élasticité à peu près semblables. Cela a conduit à réaliser un béton dont le dosage était le suivant :

Sable fin S_1 : 0/0,5	= 300 kg	Masse des granulats 1 660 kg.
Sable moyen S_2 : 0,5/1,6	= 200 kg	
Sable gros S_3 : 1,6/5	= 1 160 kg	
Ciment type CPJ	380 kg	
Eau totale	230 litres.	

La résistance moyenne obtenue à 28 jours était de 35 MPa.

Cependant, ce béton s'est révélé assez difficile à mettre en œuvre par manque de plasticité et d'ouvrabilité; pour éviter ces inconvénients il aurait été nécessaire de prévoir un peu plus de sable fin et un peu moins de sable gros. Or, si nous appliquons la méthode à laquelle nous venons d'aboutir pour le calcul préalable de la composition granulaire, nous arrivons à la formule suivante :

$$Y = 50 - \sqrt{D} + K .$$

On peut admettre que le terme correcteur K n'a pas à intervenir dans ce cas, puisqu'il s'agit de granulats roulés et d'un béton normalement dosé et vibré, soit : K = 0.

$$Y = 50 - \sqrt{5} = 48 .$$

La composition granulaire de référence est tracée sur la figure X-12 ainsi que les deux lignes de partage entre les trois sables. Les proportions de chacun d'eux sont lues sur le graphique :

Sable fin $S_1 = 27$ %.
Sable moyen $S_2 = 13$ %.
Sable gros $S_3 = 60$ %.

En admettant que la masse totale de granulats resterait de 1 660 kg on obtiendrait :

Sable fin $S_1 = 450$ kg (au lieu de 300).
Sable moyen $S_2 = 215$ kg (au lieu de 200).
Sable gros $S_3 = 995$ kg (au lieu de 1 160).

La correction ainsi apportée par la simple et brutale application de la méthode que nous proposons est tout à fait judicieuse et permet d'obtenir un micro-béton qui serait peut-être un peu moins résistant et présenterait un module élastique un peu plus faible, mais dont l'ouvrabilité serait par contre nettement plus satisfaisante, ce qui est bien le but recherché.

La méthode que nous proposons peut donc être extrapolée jusqu'aux micro-bétons.

2.4.6 *Coefficient de compacité*

Les pourcentages relevés graphiquement pour chacun des granulats composant le béton s'appliquent aux volumes absolus de ces granulats.

Soient V_g, V_s et V_c les volumes absolus en litres des granulats (gravier et sable) et du ciment contenus dans un mètre cube de béton frais *en œuvre ;* l'ensemble de ces grains de matières solides ne remplit pas intégralement les 1 000 litres car il s'y trouve également de l'eau interstitielle et des bulles d'air.

Le coefficient de compacité γ est le rapport des volumes absolus des matières solides $V_M = V_g + V_s + V_c$ au volume total du béton frais en œuvre soit un mètre cube :

$$\gamma = \frac{V_M \text{ (en litres)}}{1000}.$$

La connaissance de ce coefficient γ est nécessaire pour calculer les volumes absolus réels des divers granulats dont on connaît maintenant les pourcentages pour chacun d'eux.

Détermination expérimentale de γ *:*

Ce coefficient est fonction de beaucoup de paramètres :

- D = dimension maximale des granulats ;
- C = dosage en ciment et E = dosage en eau ;
- G/S = rapport de composition gravier/sable ;
- Forme des granulats (concassés ou roulés) et surtout :
  - plasticité (affaissement au cône par exemple) ;
  - moyens de serrage (piquage, vibration faible, normale ou puissante).

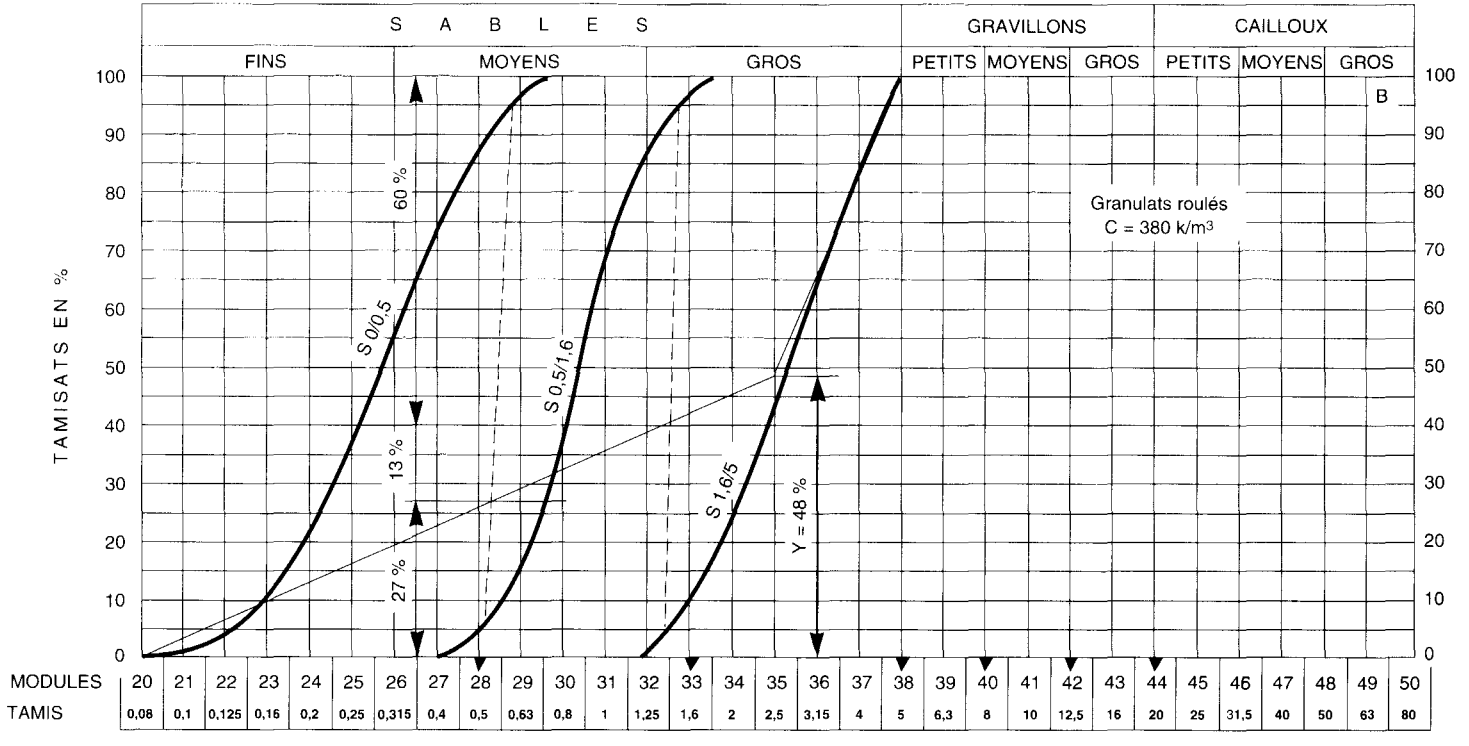


Fig. X-12 – Analyse granulométrique.
Cas d'un micro-béton (D = 5 mm tamis) composé à partir de trois sables : sable fin 0/0,5 – sable moyen 0,5/1,6 et sable gros 1,6/5.

Nous avons effectué toute une série d'essais en faisant varier largement ces paramètres; les valeurs de γ ainsi déterminées s'étalent de 0,750 à 0,855 et l'on a représenté sur le graphique de la figure X-13 les variations de γ en fonction de la dimension maximale des granulats D, de la consistance du béton, et de l'efficacité des moyens de serrage. Plus loin au paragraphe 3.7, on a donné un tableau (tableau 10-13) où l'on peut facilement choisir la valeur de γ la plus probable dans le cas considéré.

Il faut insister sur l'inutilité de chercher à déterminer, *a priori*, ce coefficient par un calcul d'une apparente mais illusoire précision, car seuls des essais peuvent tenir compte avec réalité des paramètres mentionnés précédemment.

Les valeurs de γ données dans le tableau sont suffisamment précises pour ajuster au mètre cube la composition granulaire de base à utiliser pour des essais devant permettre de la corriger éventuellement, en particulier si le coefficient γ est en pratique différent de celui qui a été choisi *a priori*.

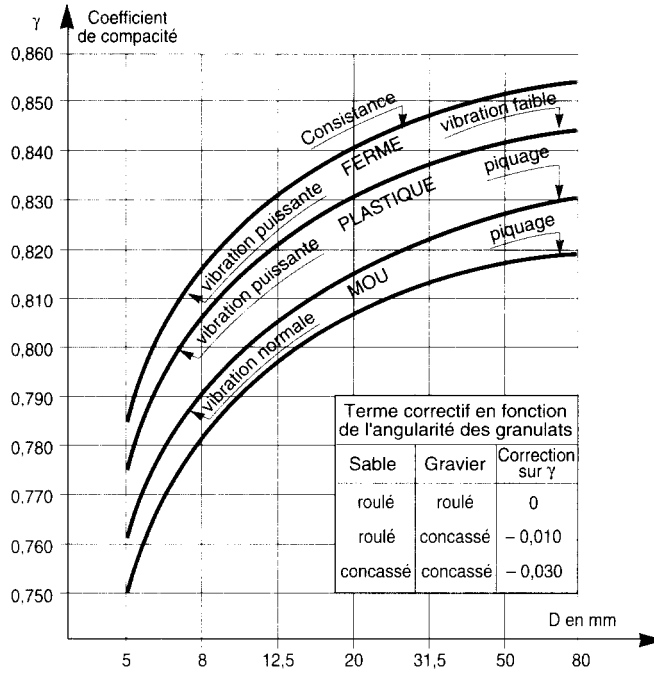


Fig. X-13 – Variation du coefficient de compacité γ en fonction de la grosseur maximale des granulats, de la consistance, et de l'efficacité des moyens de serrage et pour des granulats roulés.

(Nota. Si les granulats sont concassés, appliquer le terme correctif du tableau ci-dessus.)

2.4.7 *Calcul de la composition granulaire de référence*

Ayant choisi dans le tableau 10-13 une valeur approximativement convenable de γ on en déduit le volume absolu de l'ensemble des matériaux secs : $V_M = 1\,000\,\gamma$ (en litres).

À ce stade, on a déjà défini le dosage en ciment C/m^3 et le volume absolu des grains de ciment $V_c = \dfrac{C}{\varpi_c}$.

ϖ_c étant la masse spécifique des grains de ciment,

(on pourra prendre : $\varpi_c \simeq 3{,}1$ pour les ciments couramment employés).

Le volume absolu des granulats seuls est donc : $V_G = V_M - V_c$ et comme le tracé de la composition de référence a permis d'évaluer le pourcentage p_1, p_2, p_3... de chacun des granulats G_1, G_2, G_3... à utiliser, on peut déterminer le volume absolu de chacun d'eux :

$$v_1 = p_1\, V_G\,; \quad v_2 = p_2\, V_G\,; \quad v_3 = p_3\, V_G \cdots$$

La connaissance des masses spécifiques de chacun des granulats permet alors d'obtenir la composition de référence par la masse P de chacun d'eux :

$$P_1 = \varpi_1\, v_1\,; \quad P_2 = \varpi_2\, v_2\,; \quad P_3 = \varpi_3\, v_3 \cdots$$

En général, avec les granulats silico-calcaires, on pourra prendre une valeur moyenne unique $\varpi = 2{,}6$; cette valeur est d'ailleurs approximativement valable, en général, pour la plupart des granulats naturels couramment utilisés, tout au moins pour dégrossir la formule de base à soumettre aux essais d'étude et de convenance. Là encore, les essais et en particulier la mesure de la densité du béton frais permettront de corriger une éventuelle erreur sur les masses spécifiques des granulats évaluées *a priori*.

2.5 Essai d'étude

L'essai d'étude est un essai exécuté entièrement en laboratoire avec les constituants qui seront utilisés par le chantier, dans le but de déterminer la composition du béton étudié, compte tenu des caractéristiques demandées et des conditions de mise en œuvre.

La composition granulaire de référence étant définie d'après les règles précédentes (paragraphes 2.2, 2.3 et 2.4) on pourra alors réaliser divers essais d'étude comportant, en particulier, la fabrication de quelques éprouvettes de contrôle de résistance et permettant de juger d'un certain nombre de critères essentiels, et de corriger éventuellement la formule de composition proposée :

Dosage en eau, consistance

Au malaxage, on mettra un peu moins d'eau que prévu de façon à ajuster et à mesurer la quantité réellement nécessaire pour obtenir la plasticité désirée et c'est en définitive cette quantité qui sera celle à indiquer dans la formule.

Ouvrabilité, ségrégabilité

On appréciera à l'œil (selon l'aspect et le comportement) ou par des mesures spéciales, les qualités d'ouvrabilité et le risque de ségrégation ; on pourra jouer sur les divers pourcentages de granulats de façon à leur apporter une correction si nécessaire : par exemple, le manque d'ouvrabilité, pour béton armé très ferraillé en particulier, et le risque de ségrégation nécessitent une correction du dosage dans le sens d'une augmentation de la partie la plus fine (sable) au détriment des parties intermédiaires et surtout des plus grosses.

Ajustement au mètre cube

Dans la composition de référence la somme des masses de chacun des constituants, y compris l'eau, ne donne pas en général exactement la masse du mètre cube de béton frais en œuvre. Les quantités prévues peuvent donc nécessiter un ajustement au mètre cube que seule une mesure de densité des bétons frais permet de réaliser (par pesée d'éprouvettes).

Le principe en est le suivant :

On pèse quelques éprouvettes de béton frais normalement mises en œuvre selon les règles prévues pour la confection des éprouvettes de contrôle (voir chapitre XIV) et l'on en déduit la densité Δ de ce béton. Si l'on trouve par exemple $\Delta = 2{,}37$, il faudrait que la masse totale P des composants, d'après la formule calculée pour un mètre cube, soit 2 370 kg ; si elle est inférieure cela signifie que la formule proposée ne fait pas tout à fait le mètre cube et il en résultera un béton surdosé par rapport au dosage en ciment prévu et réciproquement. La correction se fera proportionnellement sur chacun des granulats G_1, G_2, G_3 dont les masses respectives étaient P_1, P_2, P_3.

$$\text{Sur } G_1 : (1\,000\,\Delta - P)\,P_1.$$
$$\text{Sur } G_2 : (1\,000\,\Delta - P)\,P_2.$$
$$\text{Sur } G_3 : (1\,000\,\Delta - P)\,P_3.$$

Si $1\,000\,\Delta - P$ est négatif ($P > 1\,000\,\Delta$), la correction sera évidemment en moins car cela signifie alors qu'il y a un peu trop de granulats pour faire exactement le mètre cube au dosage en ciment prévu.

C'est de cette façon que se trouve ici automatiquement corrigée toute erreur sur la valeur réelle des masses spécifiques des granulats employés, ou sur le coefficient de compacité γ choisi *a priori*.

Résistance

Nous avons vu que, en fonction de la résistance désirée, on a pu calculer une valeur approximative du rapport C/E et, de là, évaluer le dosage en ciment C et en eau. C'est par des essais que l'on vérifiera que la composition de référence donne bien la résistance désirée ; pour cela et afin de mieux ajuster le dosage en ciment C fixé *a priori*, il est souhaitable, dans toute la mesure du possible, de réaliser trois séries d'éprouvettes dosées l'une au dosage prévu C et les deux autres à $C - 25$ et $C + 25$ (en kg/m^3).

Les résultats doivent en général permettre de fixer définitivement le dosage en fonction de la marge de sécurité quant à la résistance : en général, on visera une valeur moyenne de 15 à 20 % supérieure à la résistance caractéristique exigée.

2.6 Essai de convenance

L'essai de convenance a pour but de vérifier *qu'avec les moyens du chantier* on peut réaliser avec un minimum d'aléas, le béton défini par l'essai d'étude. Il a également pour but de vérifier que les quantités de constituants prévues par mètre cube de béton donnent bien 1 m^3 de béton en œuvre.

Ces essais doivent donc être exécutés sur le chantier en présence des utilisateurs (chefs de chantier, bétonniers, chef du poste de bétonnage) et il se peut que sur leur demande, d'après leurs observations et critiques, la formule proposée soit modifiée : elle ne le sera probablement pas si le laboratoire a bien étudié le problème de *l'ouvrabilité dans l'optique du chantier.* Après ces essais de convenance réalisés sur chantier en présence d'un responsable de l'étude en laboratoire et après quelques dernières et petites corrections éventuellement apportées si nécessaire, *il n'y aura plus aucune raison* que le chantier retouche lui-même, à sa convenance, la formule de composition donnée par le laboratoire ce qui se voit malheureusement trop fréquemment.

2.7 La durabilité, facteur complémentaire dans l'étude de la composition des bétons

Il est apparu que l'emploi de plus en plus intensif du béton, du béton armé et du béton précontraint soulevait le problème de la durabilité de ce matériau. En effet, qui n'a pas observé des dégradations d'éléments divers en béton armé ? Ce problème est d'ailleurs pris en considération par les normes nouvelles et autres règlements qui imposent des conditions particulières notamment concernant les âges du béton, les épaisseurs de recouvrement des aciers, etc., en fonction de l'environnement dans lequel se trouve situé l'ouvrage. C'est qu'en effet, des dommages risquent de survenir non seulement à des petits éléments tels que clôtures, poteaux, dalles... mais également à de grandes réalisations telles que constructions industrielles, ouvrages maritimes, ponts, réservoirs ; l'étendue des dommages peut alors entraîner des frais considérables pour l'entretien et la réparation sinon le remplacement des ouvrages en cause. C'est donc en définitive, des raisons d'ordre économique qui militent en faveur de la durabilité des constructions en béton et du respect des moyens techniques propres à l'améliorer. D'ailleurs, les exemples ne manquent pas d'ouvrages déjà anciens et en parfait état de conservation malgré des conditions parfois défavorables mais grâce à la qualité du béton et de sa mise en œuvre.

On peut admettre que dans la majorité des cas, les granulats extraits de carrières connues sont inertes et inaltérables. En cas de doute, notamment lors de l'emploi de granulats provenant de carrières ou de balastières nouvellement ouvertes, sans référence, il est impératif de s'assurer que les risques d'alcali-réaction sont nuls par

une étude de la roche et de connaître alors la qualification de celle-ci vis à vis de l'alcali-réaction en fonction du classement NR (non réactif), PRP (potentiellement réactif avec effet de pessimum) ou PR (potentiellement réactif). En fonction de ce classement, les dispositions éventuelles à prendre sont précisées dans les documents normatifs ou documentaires dont nous rappelons les principaux : « recommandations pour la prévention des désordres dus à l'alcali-réaction », « granulats courants pour béton hydraulique : critères de qualification vis à vis de l'alcali-réaction (P 18-542) » et « guide pour l'élaboration du dossier carrière ». C'est donc essentiellement par le choix d'un ciment non adapté, ainsi que par la corrosion des armatures dans le cas des bétons armés ou précontraints que l'altération du béton peut entraîner sa désagrégation à plus ou moins longue échéance.

Enfin les tableaux de classement des environnements précisent les dosages minimaux à respecter compte tenu des agressions auxquelles peut être soumis l'ouvrage, sans oublier que les documents les plus récents ont ajouté aux différents risques celui entraîné par la carbonatation.

En ce qui concerne l'inaltérabilité du ciment, il conviendra en cas de risques (intempéries, climat maritime, atmosphère ou eaux agressives) de choisir judicieusement la nature du ciment à utiliser (voir chapitres III, IV et V).

Quant à la corrosion des armatures, par oxydation essentiellement, elle a presque toujours pour cause essentielle une mauvaise protection par le béton d'enrobage soit par manque de compacité et imperméabilité (béton poreux, ségrégé ou mal compacté) soit par défaut d'épaisseur, encore que l'épaisseur ne soit pas suffisante en regard de la qualité du béton.

L'épaisseur de recouvrement des aciers « c » en vue d'éviter le risque de corrosion, précisée par le BAEL 91, est de :

c = 5 cm pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ainsi que pour ceux situés dans des atmosphères très agressives.

c = 3 cm pour les parois coffrées ou non, susceptibles d'être soumises à des actions agressives, des intempéries, des condensations ou d'être en présence de liquide. Ce sera également le cas des faces supérieures de hourdis de pont.

c = 2 cm dans les cas identiques aux précédents (sauf en ce qui concerne les hourdis de pont, mais avec des bétons dont la résistance caractéristique est > 40 MPa.

c = 1 cm dans le cas de parois non exposées aux intempéries et non soumises à des condensations.

Ces épaisseurs de recouvrement s'appliquent non seulement aux armatures principales mais aussi aux armatures secondaires. Par ailleurs, il est précisé dans le fascicule 65 A que les tolérances en moins sur les épaisseurs de recouvrement des armatures sont nulles.

Il reste également indispensable de réaliser des bétons compacts, faute de quoi le respect de ces épaisseurs de recouvrement, même majorées, ne pourra assurer une protection efficace.

Nous ajouterons qu'il ne suffit pas, évidemment, que ces épaisseurs soient indiquées et cotées de façon très apparente sur les dessins, encore faut-il qu'à l'exécution on veille tout spécialement au respect *en tout point* de cette épaisseur minimale, en prenant toute disposition de calage sérieux du ferraillage dans le coffrage afin d'éviter tout déplacement au cours du bétonnage. Celui-ci devra être effectué avec un béton de qualité *ad hoc* (dimension des granulats, composition, dosage en ciment et en eau, ouvrabilité) et avec tous les soins nécessaires (homogénéité et non ségrégation surtout en parement, vibration suffisante mais sans excès). *C'est donc là encore une bonne et nécessaire qualification de la main-d'œuvre d'exécution qui sera une des garanties de durabilité du béton.*

Quant au calcul de la composition du béton en faveur de l'ouvrabilité, les mélanges obtenus par application de la méthode préconisée dans les paragraphes suivants doivent donner satisfaction, en général, sous réserve de prévoir un dosage en ciment suffisant.

3. MÉTHODE PRATIQUE POUR LA COMPOSITION DES BÉTONS – MÉTHODE DITE « DREUX-GORISSE »

Nous avons donné dans les paragraphes précédents les justifications concernant les règles à appliquer pour l'étude d'un béton. Elles conduisent à une méthode pratique simplifiée que nous allons maintenant décrire simplement sans en reprendre les justifications.

Nous rappelons que cette méthode a pour seul but de permettre de définir d'une façon simple et rapide une formule de composition à peu près adaptée au béton étudié, mais que seules quelques gâchées d'essai et la confection d'éprouvettes permettront d'ajuster au mieux la composition à adopter définitivement en fonction des qualités souhaitées et des matériaux effectivement utilisés.

3.1 Données de base

3.1.1 *Nature de l'ouvrage*

La connaissance de la nature de l'ouvrage est nécessaire : ouvrage massif ou au contraire élancé et de faible épaisseur, faiblement ou très ferraillé. Il sera nécessaire de connaître l'épaisseur minimale des éléments et les dispositions des armatures dans les zones les plus ferraillées : distance minimale entre elles et couverture par rapport au coffrage...

3.1.2 *Résistance souhaitée*

En général on demandera une résistance f_{c28} en compression à 28 jours et compte tenu des dispersions et de l'écart quadratique s, il faudra viser une résistance moyenne à 28 jours :

f_c supérieure à f_{c28}

car : $f_{c28} = f_c - 0{,}8\ s.$

Si l'on admet un coefficient de variation moyen de l'ordre de 20 %, on pourra adopter la règle approximative pour la résistance moyenne à viser :

$$f_c \simeq f_{c28} + 15\ \%.$$

3.1.3 *Consistance désirée*

Elle est fonction de la nature de l'ouvrage (plus ou moins massif ou plus ou moins ferraillé) de la difficulté du bétonnage, des moyens de serrage, etc. Elle peut se définir en général par la plasticité désirée mesurée par affaissement au cône comme indiqué dans le tableau 10-5.

Tableau 10-5

Évaluation de l'ouvrabilité par référence à l'affaissement au cône ou au test d'ouvrabilité C.E.S. (chapitre IX, paragraphe 2.2.4).

Plasticité	Serrage	Affaissement A en cm	N nombre de chocs test C.E.S.
Béton très ferme	vibration puissante[1]	0 à 2	> 60
Béton ferme	bonne vibration	3 à 5	30 à 50
Béton plastique	vibration courante	6 à 9	15 à 25
Béton mou	piquage	10 à 13	10 à 15
Béton fluide	léger piquage	⩾ 14	< 10

3.2 Dimension maximale des granulats

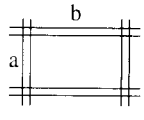
Nous rappelons les stipulations des règles de calcul du Béton Armé BAEL 91 (article A.7.2) dans le tableau 10-6.

Compte tenu de l'efficacité des moyens actuels de vibration et de la tendance à faire des bétons plus plastiques, ces valeurs de D sont peut-être un peu restrictives ; il ne faut pas oublier que les éléments de dimension D_{max} sont peu nombreux et que, là où ils ne passeraient pas, tout le reste passe, à condition d'un G/S pas trop élevé et d'une bonne ouvrabilité, ce qui correspond à la tendance actuelle.

(1) Pour une détermination approximative de l'intensité de la vibration, voir paragraphe 2 du chapitre XII (vibration).

Tableau 10-6

Évaluation approximative de D dimension maximale (Tamis) des granulats, en fonction des caractéristiques de la pièce à bétonner et de l'ambiance plus ou moins agressive :

Caractéristiques de la pièce à bétonner		D (Tamis)
e_h espacement horizontal entre armatures		$\leqslant \dfrac{e_h}{1,5}$
e_v espacement vertical entre armatures		$\leqslant e_v$
c distance des armatures de coffrage — ambiance très agressive	$\geqslant 5$ cm	$< c$
ambiance moyennement agressive, condensations	$\geqslant 3$ cm	$< c$
ambiance moyennement agressive mais f_{c28} du béton supérieure à 40 MPa	$\geqslant 2$ cm	$< c$
ambiance non agressive	$\geqslant 1$ cm	$< c$
 $r = \dfrac{a\,b}{2(a+b)}$ — r rayon moyen du ferraillage		
Granulats roulés		$\leqslant 1,4\ r$
Granulats concassés		$\leqslant 1,2\ r$
h_m hauteur ou épaisseur minimales		$\leqslant \dfrac{h_m}{5}$

3.3 Dosage en ciment

On commencera par évaluer approximativement le rapport $\dfrac{C}{E}$ en fonction de la résistance moyenne désirée f_c.

$$f_c = G\,F_{CE}\left(\frac{C}{E} - 0,5\right)$$

avec

- f_c, résistance moyenne en compression désirée (à 28 jours) en MPa,
- F_{CE}, classe vraie du ciment (à 28 jours) en MPa,
- C, dosage en ciment (en kg/m^3),
- E, dosage en eau totale sur matériaux secs (en litre pour 1 m^3),
- G, coefficient granulaire (tableau 10-8).

En fonction de l'environnement, les dosages minimaux prescrits par le fascicule 65 A qui, nous le rappelons, est le cahier des clauses techniques générales appliquées aux marchés publics pour l'exécution des ouvrages en béton armé ou précontraint, sont les suivants :

- en béton armé exposé à un milieu sans agressivité particulière : $C \geqslant \frac{550}{\sqrt[5]{D}}$, ce qui revient à faire varier le dosage minimal entre 315 et 250 kg de ciment par m^3, lorsque D varie de 16 à 50 mm.
- en béton armé exposé à un milieu sans agressivité particulière mais comportant un parement fin : $C \geqslant \frac{600}{\sqrt[5]{D}}$, soit un dosage minimal en ciment variant de 345 à 275 kg/m^3, lorsque D varie de 16 à 50 mm.
- en béton armé exposé à des conditions agressives sévères ou coulé sous l'eau, ainsi qu'en béton précontraint : $C \geqslant \frac{700}{\sqrt[5]{D}}$, correspondant à un dosage minimal variant de 400 à 320 kg/m^3 lorsque D varie de 16 à 50 mm.

Plusieurs autres textes réglementaires donnent également des indications sur les dosages, notamment la norme AFNOR P 18 011, mais les valeurs précédentes représentant pratiquement la synthèse des différents documents, on peut se limiter à ces spécifications.

Nous avons indiqué dans le tableau 10-7 les dosages auxquels conduisent l'application des formules précédentes ainsi que les valeurs de $\sqrt[5]{D}$ en fonction de D.

Tableau 10-7

D en mm	5	6,3	8	10	12,5	16	20	25	31,5	40	50	63	80	100
$\sqrt[5]{D}$	1,38	1,45	1,52	1,59	1,66	1,74	1,82	1,90	2,00	2,09	2,19	2,29	2,40	2,51
$\frac{550}{\sqrt[5]{D}}$	400	380	362	346	332	316	302	390	275	263	251	240	230	220
$\frac{600}{\sqrt[5]{D}}$	435	415	395	378	362	345	330	315	300	288	275	262	250	240
$\frac{700}{\sqrt[5]{D}}$	500	480	460	440	420	400	385	370	350	335	320	305	290	280

Tableau 10-8

Valeurs approximatives du coefficient granulaire G. Ces valeurs supposent que le serrage du béton sera effectué dans de bonnes conditions (par vibration en principe).

Qualité des granulats	Dimension D des granulats		
	Fins ($D \leqslant 16$ mm)	Moyens ($20 \leqslant D \leqslant 40$ mm)	Gros ($D \geqslant 50$ mm)
Excellente	0,55	0,60	0,65
Bonne, courante	0,45	0,50	0,55
Passable	0,35	0,40	0,45

Il ne suffit pas alors, connaissant C/E, de fixer arbitrairement le dosage en ciment et d'en déduire le dosage en eau E ; en effet, en choisissant par exemple, un faible dosage en ciment, on trouvera un dosage en eau faible ; on risquera alors d'obtenir un béton beaucoup trop sec (et vice versa). Le dosage en ciment est donc fonction de C/E mais également du dosage en eau E nécessaire pour une ouvrabilité satisfaisante. L'abaque de la figure X-14 permet d'évaluer approximativement C en fonction de C/E et de l'ouvrabilité désirée qui doit être considérée comme une donnée du problème.

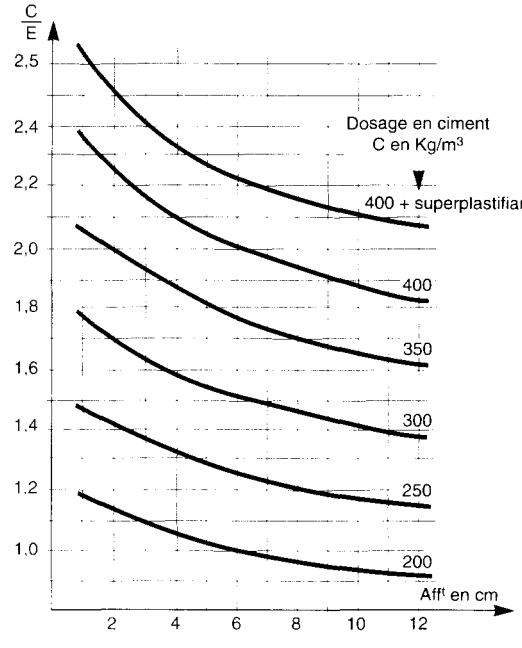


Fig. X-14 – Abaque permettant d'évaluer approximativement le dosage en ciment à prévoir en fonction du rapport C/E et de l'ouvrabilité désirée (affaissement au cône).

3.4 Dosage en eau

Ayant fait choix du dosage en ciment C, on déduit alors le dosage approximatif en eau totale à prévoir (provisoirement) et qu'il conviendra bien entendu d'ajuster ultérieurement par quelques essais de plasticité et d'ouvrabilité.

L'abaque de la figure X-15 donne l'allure générale de la variation du dosage en eau en fonction de l'affaissement au cône et du test d'ouvrabilité C.E.S. Il ne s'agit bien entendu que d'ordre de grandeur pour des bétons courants et permettant de dégrossir rapidement une formule de composition mais comme pour tous les facteurs de cette composition, c'est par des essais sur éprouvettes que les divers éléments constitutifs, et l'eau tout particulièrement, peuvent être définitivement dosés.

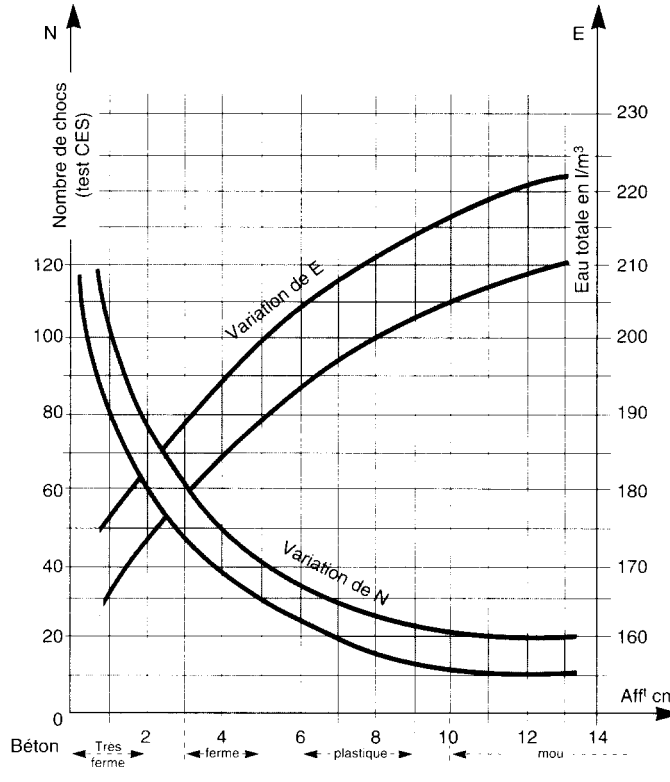


Fig. X-15 – Variations relatives moyennes du dosage en eau E et du nombre de chocs du test d'ouvrabilité C.E.S. (chapitre IX, paragraphe 2.2.4) en fonction de l'affaissement, dans le cas des bétons composés suivant la présente méthode (le dosage en sable augmentant quand le dosage en ciment diminue).

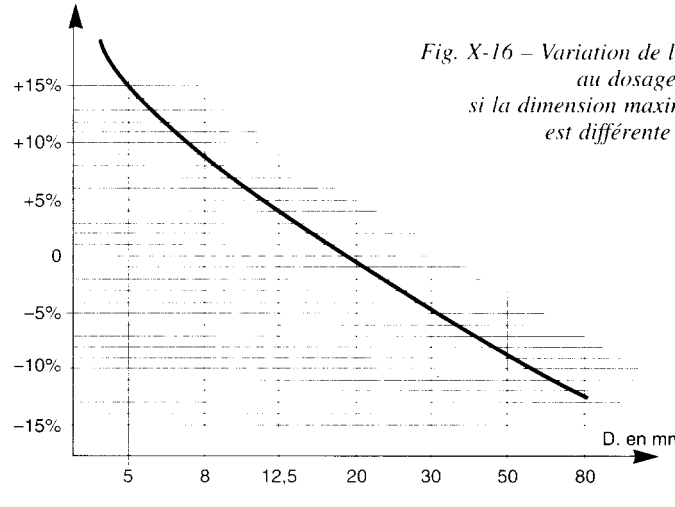


Fig. X-16 – Variation de la correction à apporter au dosage en eau si la dimension maximale des granulats est différente de 20 mm.

Correction du dosage en eau totale en fonction de D

Les données précédentes sont plus particulièrement applicables aux bétons pour lesquels la dimension maximale des granulats est d'environ D = 20 mm (dimension la plus courante). Si l'on a D < 20 mm, la surface spécifique des granulats augmente et, à plasticité équivalente, il faudra légèrement majorer le dosage en eau, et vice versa.

La correction sur le dosage en eau correspondant à D = 20 mm peut être approximativement évaluée d'après les valeurs du tableau 10.9 en fonction de D.

Tableau 10-9

Correction en pourcentage sur le dosage en eau (fig. X-15) en fonction de la dimension maximale D des granulats (si D ≠ 20 mm).

Dimension maximale des granulats D en mm	5	8 à 10	12,5 à 16	20 à 25	30 à 40	50 à 63,5	80 à 100
Correction sur le dosage en eau (en %)	+ 15	+ 9	+ 4	0	– 4	– 8	– 12

Le graphique de la figure X-16 donne l'allure générale de cette correction.

Dosage en eau réel

La quantité d'eau totale (sur matériaux supposés secs) étant ainsi approximativement déterminée, on obtiendra la quantité d'eau à ajouter sur les granulats humides en déduisant l'eau d'apport (contenue dans les granulats), à l'aide des indications approximatives du tableau 10-10 (à défaut de mesures plus précises de la teneur en eau des granulats).

Tableau 10-10

Teneur en eau approximative des granulats courants en litres pour un mètre cube de matériau (en volume apparent).

Degré apparent d'humidité	**Eau d'apport en ℓ/m^3**			
	Sable 0/5	**Gravillon 5/12,5**	**Gravier 5/20**	**Gravier 20/40**
Apparence :				
Sèche	0 à 20	négligeable	négligeable	négligeable
Humide	40 à 60	20 à 40	10 à 30	10 à 20
Très humide	80 à 100	40 à 60	30 à 50	20 à 40
Saturée, égouttée	120 à 140	60 à 80	50 à 70	40 à 60

Nota : Ces valeurs résultent de mesures réelles faites sur des stocks de granulats exposés aux intempéries mais ne sont valables que pour les silico-calcaires du bassin de la Seine (ou matériaux équivalents).

On obtiendra l'apport d'eau par rapport au poids des granulats en divisant les quantités données dans le tableau par la masse volumique apparente (de l'ordre de 1 500 kg/m^3 environ pour des granulats courants).

On voit l'importance que peut prendre l'eau d'apport des granulats et ses énormes variations. En effet, il ne s'agit pas d'une simple correction plus ou moins négligeable. Si l'on emploie des granulats sortant du laveur ou ayant longtemps séjourné sous la pluie, cet apport peut atteindre une cinquantaine de litres pour 400 litres de sable et presque autant pour 800 litres de gravier soit près de la moitié de l'eau totale. Alors que si l'on emploie le dessus d'un tas de granulats stockés depuis longtemps sous le soleil en saison sèche, l'eau d'apport devient négligeable. C'est là, répétons-le, une des difficultés principales sur le chantier; il faut bien le savoir et y apporter les soins que la qualité recherchée demande. C'est pourquoi certaines entreprises réalisent des silos de stockage importants et couverts, d'où les granulats sortent avec une teneur en eau faible et à peu près constante.

Dans la plupart des installations importantes (centrales à béton par exemple), la teneur en eau des matériaux est mesurée en continu à l'aide de sondes électriques ou à neutrons à leur passage dans la trémie-doseuse. L'indication est transmise au poste de commande où est apportée automatiquement la correction nécessaire sur le dosage réel de l'eau.

On peut également faire appel à des mesures par l'intermédiaire de la puissance consommée au malaxeur, laquelle est d'autant plus élevée que le béton est plus ferme, ou encore par la vitesse de rotation du moteur du malaxeur. Il n'en reste pas moins que le dosage en eau est un problème assez difficile à bien résoudre et nécessite une attention constante.

3.5 Qualité des granulats

Les graviers doivent être de bonne qualité minéralogique, suffisamment durs et bien propres, mais la forme de leur courbe granulaire, plus ou moins concave, a une influence relativement moins importante que celle du sable.

Le sable est l'élément qui a sur le béton, selon ses qualités, une influence prépondérante :

- sa propreté sera vérifiée par l'essai d'équivalent de sable, nous rappelons que les valeurs admissibles pour E.S. ont été indiquées au paragraphe 4 du chapitre VI;
- son module de finesse sera calculé : somme des refus (en pourcentages ramenés à l'unité) sur les tamis de module 23, 26, 29, 32, 35, 38 (voir paragraphe 7 du chapitre VI), et il est souhaitable d'avoir une valeur comprise entre 2,2 et 2,8 ;
- sa courbe granulométrique sera comparée avec le fuseau optimal représenté sur la figure VI-5, et en cas de nécessité, il sera apporté, si possible, une correction par l'ajout d'un sable fin, d'un plastifiant ou d'un entraîneur d'air, si par exemple, le sable en question est trop grossier (Module de finesse $\geqslant$ 3,0).

Nous rappelons dans le tableau 10-11, les spécifications concernant la propreté des sables, les valeurs indiquées, résultant des normes ou cahiers de prescriptions, étant celles déjà précisées au chapitre VI paragraphe 4.

Tableau 10-11

ES à vue	ES piston	Renseignements sur la qualité du sable en fonction de la valeur de l'ES
ESV < 65	ES < 60	Sable argileux d'où risque de retrait ou de gonflement ; ne doit pas être utilisé dans la confection de bétons de qualité.
65 ≤ ESV ≤ 75	60 ≤ ES ≤ 70	Sable légèrement argileux ; peut être admis à la confection de bétons de qualité courante risquant de présenter un retrait plus important, à moins que l'essai au bleu ne donne une valeur VBta ≤ 1.
75 ≤ ESV ≤ 85	70 ≤ ES ≤ 80	Sable propre ; un ESV > 75 permet en fait d'obtenir des bétons de résistance relativement élevées, mais le fascicule 65 A spécifie un ESV ≥ 80 pour les bétons de résistance > 30 MPa.
ES ≥ 85	ES ≥ 80	Sable très propre ; la très faible teneur en fines argileuses peut entraîner un défaut de plasticité que l'emploi d'un adjuvant plastifiant doit compenser.

Correction éventuelle du module de finesse du sable

On pourra utiliser la règle d'Abrams : supposons par exemple que l'on dispose d'un sable S_1 de module de finesse trop fort Mf_1 et que l'on désire y ajouter un sable fin S_2 de module de finesse Mf_2 afin d'obtenir un mélange dont le module de finesse serait Mf ; les proportions des deux sables composant devront être les suivantes :

$$\text{proportion du sable } S_1 = \frac{M_f - M_{f2}}{M_{f1} - M_{f2}}$$

$$\text{proportion du sable } S_2 = \frac{M_{f1} - M_f}{M_{f1} - M_{f2}}$$

Exemple :

Soit : $Mf_1 = 3{,}2$ (sable grossier S_1),

$Mf_2 = 2{,}0$ (sable fin S_2),

$Mf = 2{,}5$ (sable corrigé).

$$\text{Proportion de sable } S_1 = \frac{2{,}5 - 2{,}0}{3{,}2 - 2{,}0} = 42\ \%$$

$$\text{Proportion de sable } S_2 = \frac{3{,}2 - 2{,}5}{3{,}2 - 2{,}0} = 58\ \%.$$

3.6 Tracé de la courbe granulaire de référence

Sur un graphique d'analyse granulométrique type AFNOR (linéaire en module et logarithmique en dimension des granulats), on trace une composition granulaire de

référence O A B (fig. X-17 ou X-18) : le point B (à l'ordonnée 100 %) correspond à la dimension D du plus gros granulat et le point de brisure A a des coordonnées ainsi définies :

– *en abscisse* (à partir de la dimension D tamis)

Si D $\leq$ 20 mm, l'abscisse est D/2.

Si D $\geq$ 20 mm, l'abscisse est située au milieu du « segment gravier » limité par le module 38 (5 mm) et le module correspondant à D.

– *en ordonnée :*

$$Y = 50 - \sqrt{D} + K$$

K est un terme correcteur qui dépend du dosage en ciment, de l'efficacité du serrage, de la forme des granulats roulés ou concassés (c'est surtout le sable dont l'influence est ici prépondérante) et également du module de finesse du sable (voir paragraphe 2.4.4.4 de ce chapitre).

Les valeurs sont indiquées dans le tableau 10-12 ; K = 0 pour un béton courant dosé en ciment à 350 kg/m^3 composé de granulats roulés, le module de finesse du sable étant de 2,5 et le serrage étant effectué avec une vibration normale.

Par exemple, sur la figure X-18 on a pour un béton D = 50 mm et un terme correcteur K choisi dans le tableau 10-12 et supposé égal à + 3 :

$$Y = 50 - \sqrt{50} + 3 = 46 .$$

L'abscisse du point de brisure est au milieu du segment $X_0 X_1$ et la ligne brisée OAB représente la composition granulaire de référence.

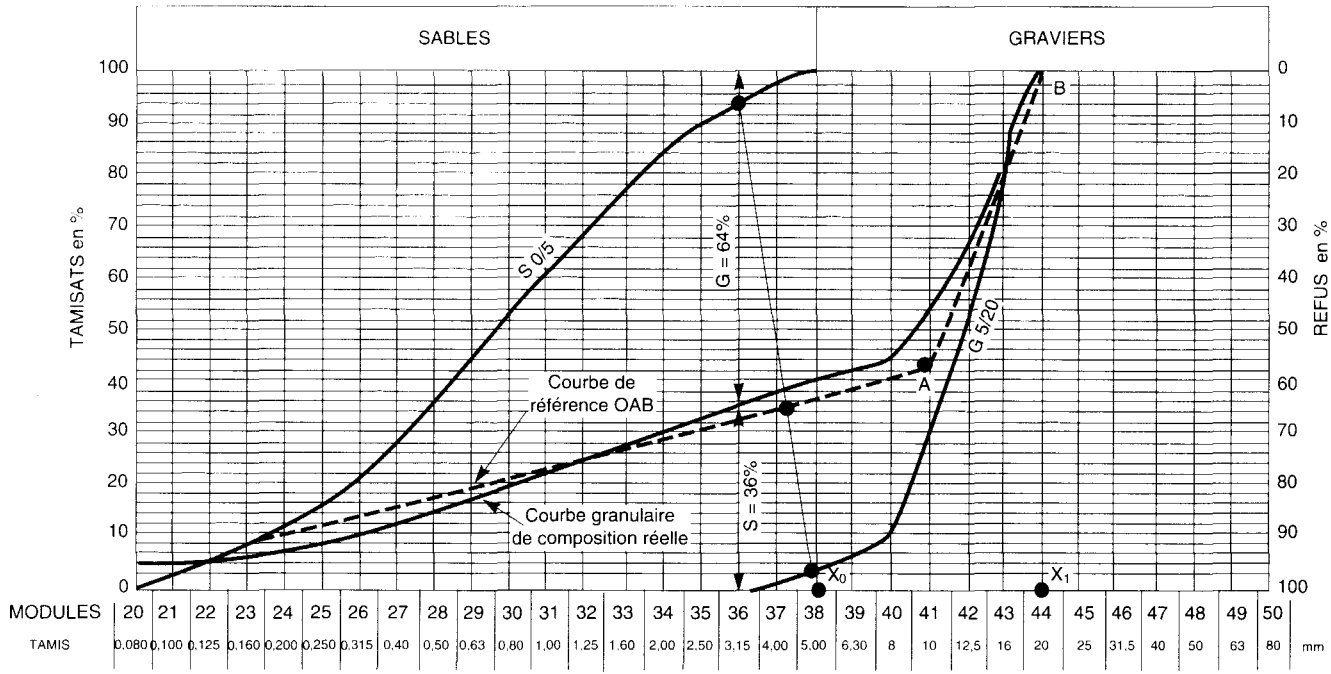


Fig. X-17 – Analyse granulométrique.
Exemple d'étude de la composition granulaire d'un béton binaire continu D = 20 mm.

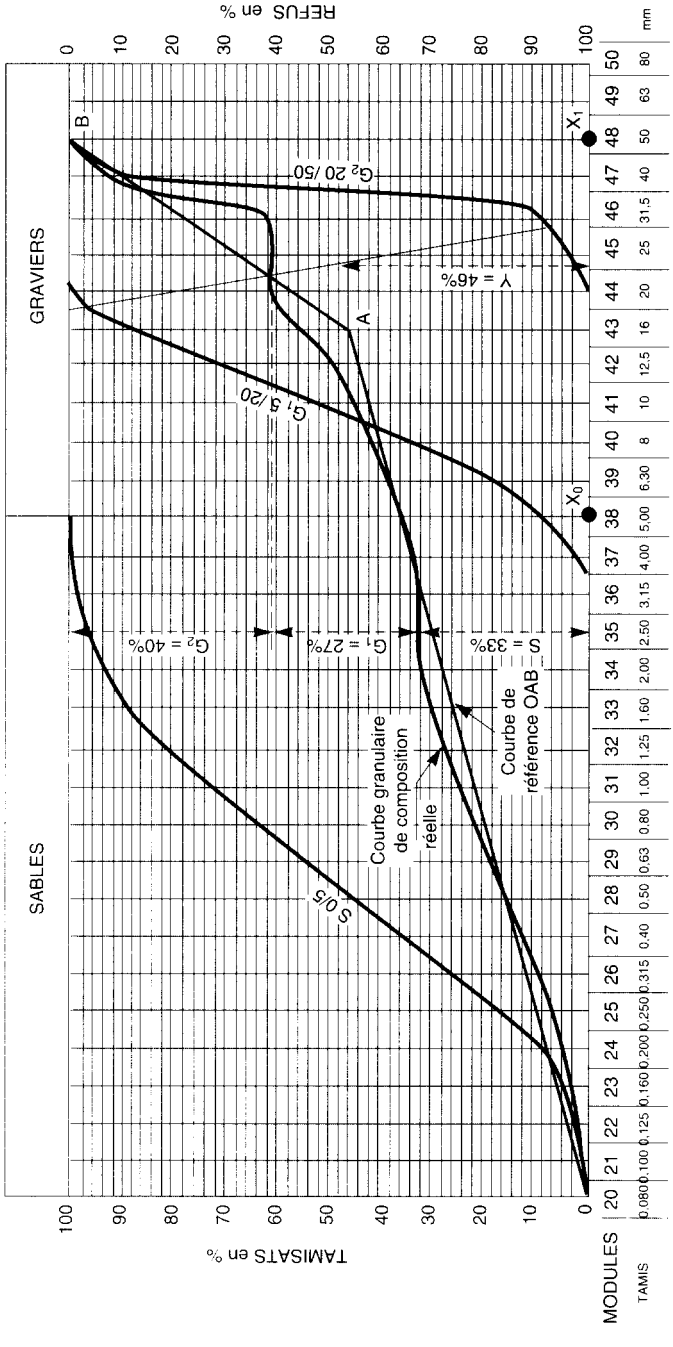


Fig. X-18 – Analyse granulométrique.
Exemple d'étude de la composition granulaire d'un béton ternaire discontinu D = 50 mm.

Tableau 10-12

Valeur du terme correcteur K en fonction du dosage en ciment, de la puissance de la vibration et de l'angularité des granulats, et permettant de calculer Y ordonnée du point de brisure de la courbe de référence :

$$\left(Y = 50 - \sqrt{D} + K\right)$$

Vibration		Faible		Normale		Puissante	
Forme des granulats (du sable en particulier)		Roulé	Concassé	Roulé	Concassé	Roulé	Concassé
Dosage en ciment	400 + Superplastifiant	– 2	0	– 4	– 2	– 6	– 4
	400	0	+ 2	– 2	0	– 4	– 2
	350	+ 2	+ 4	0	+ 2	– 2	0
	300	+ 4	+ 6	+ 2	+ 4	0	+ 2
	250	+ 6	+ 8	+ 4	+ 6	+ 2	+ 4
	200	+ 8	+ 10	+ 6	+ 8	+ 4	+ 6

Nota 1 : *Correction supplémentaire* K_s *:* si le module de finesse du sable est fort (sable grossier) une correction supplémentaire sera apportée de façon à relever le point A, ce qui correspond à majorer le dosage en sable et vice versa. La correction supplémentaire (sur K) peut être effectuée en ajoutant la valeur $K_s = 6\ Mf - 15$ (*Mf* étant le module de finesse du sable qui peut varier de 2 à 3 avec une valeur optimale de l'ordre de 2,5 pour laquelle la correction préconisée est alors nulle).

Nota 2 : *Correction supplémentaire* K_p *:* si la qualité du béton est précisée « pompable » il conviendra de conférer au béton le maximum de plasticité et de l'enrichir en sable par rapport à un béton de qualité « courante ». On pourra pour cela majorer le terme correcteur K de la valeur $K_p = + 5$ à $+ 10$ environ, selon le degré de plasticité désiré.

3.7 Coefficient de compacité

Ce coefficient γ a été défini au paragraphe 2.4.6 de ce chapitre ; c'est le rapport à un mètre cube du volume absolu des matières solides (ciment et granulats) réellement contenues dans un mètre cube de béton frais en œuvre. On choisira une valeur approximative de γ dans le tableau 10-13.

Les valeurs de γ varient de 0,750 pour des micros bétons de consistance molle mis en place par simple piquage à 0,855 pour des bétons de cailloux de consistance ferme et bien vibrés ; $\gamma = 0{,}82$ est une valeur moyenne approximative qui peut être prise en général pour des bétons courants (D de 16 à 40 mm) et sous réserve d'une vérification par mesure de densité du béton frais.

Nota : pour certains bétons, en particulier les bétons à haute performance, pour lesquels avec l'emploi de superplastifiant le E/C est souvent inférieur à 0,35, le coefficient de compacité γ est supérieur à 0,9.

Les courbes de variations de γ sont représentées sur la figure X-13.

Tableau 10-13

Valeurs du coefficient de compacité γ (voir fig. X-13).

Consistance	Serrage	γ coefficient de compacité						
		D = 5	D = 10	D = 12,5	D = 20	D = 31,5	D = 50	D = 80
Molle	Piquage	0,750	0,780	0,795	0,805	0,810	0,815	0,820
	Vibration faible	0,755	0,785	0,800	0,810	0,815	0,820	0,825
	Vibration normale	0,760	0,790	0,805	0,815	0,820	0,825	0,830
Plastique	Piquage	0,730	0,790	0,805	0,815	0,820	0,825	0,830
	Vibration faible	0,765	0,795	0,810	0,820	0,825	0,830	0,835
	Vibration normale	0,770	0,800	0,815	0,825	0,830	0,835	0,840
	Vibration puissante	0,775	0,805	0,820	0,830	0,835	0,840	0,845
Ferme	Vibration faible	0,775	0,805	0,820	0,830	0,835	0,840	0,845
	Vibration normale	0,780	0,810	0,825	0,835	0,840	0,845	0,850
	Vibration puissante	0,785	0,815	0,830	0,840	0,845	0,850	0,855

Ces valeurs sont convenables pour des *granulats roulés* sinon il conviendra d'apporter les corrections suivantes :

– sable roulé et gravier concassé = – 0,01,

– sable et gravier concassé = – 0,03.

3.8 Dosage des granulats

La courbe granulaire de référence OAB doit être tracée sur le même graphique que les courbes granulométriques des granulats composants. On trace alors les lignes de partage entre chacun des granulats, en joignant le point à 95 % de la courbe granulaire du premier, au point de 5 % de la courbe du granulat suivant et ainsi de suite.

On lira alors sur la courbe de référence, au point de croisement avec la ou les droites de partage, le pourcentage en volume absolu de chacun des granulats g_1, g_2, g_3 par exemple. Si C est le dosage en ciment, le volume absolu des grains de ciment est :

$$c = \frac{C}{3{,}1}$$

(en admettant une masse spécifique de 3,1 pour les grains de ciment, valeur moyenne habituellement admise).

On choisira dans le tableau 10-13 une valeur convenable du coefficient de compacité γ en fonction de D, de la consistance et de l'efficacité du serrage.

Le volume absolu de l'ensemble des granulats est :

$$V = 1\,000\,\gamma - c.$$

Les volumes absolus de chacun des granulats sont par suite :

$$v_1 \geqslant g_1 V,$$
$$v_2 \geqslant g_2 V,$$
$$v_3 \geqslant g_3 V.$$

Si les masses spécifiques de chacun de ces granulats sont ϖ_1 ϖ_2 et ϖ_3, les masses de chacun d'eux seront :

$$p_1 = v_1\,\varpi_1,$$
$$p_2 = v_2\,\varpi_2,$$
$$p_3 = v_3\,\varpi_3.$$

Masse totale des granulats G

3.9 Essais d'études – Corrections – Cas des gros bétons

Reste à tester la formule de composition ainsi définie, par quelques essais d'étude et de convenance suivant les indications des paragraphes 2.5 et 2.6 de ce chapitre afin d'apporter, en fonction des résultats de ces essais, les corrections nécessaires. Pour effectuer ces corrections, on pourra se laisser guider par les remarques suivantes :

Résistance insuffisante

Augmenter le dosage en ciment, diminuer le dosage en eau mais comme il est impératif de maintenir une plasticité suffisante faire appel éventuellement à un adjuvant

plastifiant ou superplastifiant. On peut également augmenter la résistance en diminuant le dosage en élément fin du sable, au profit des éléments plus gros (majoration du module de finesse) mais dans ce cas, attention à la diminution de l'ouvrabilité et à l'augmentation de la ségrégabilité. On peut également augmenter le rapport G/S en diminuant un peu la quantité de sable au profit du gravier; il suffit d'abaisser un peu le point A de la courbe de référence. Si l'on est tenu par le temps, on pourra effectuer quelques écrasements d'éprouvettes à 7 jours en se référant aux coefficients d'âge du tableau 9-5, en particulier :

$$\frac{f_{c28}}{f_{c7}} \simeq 1{,}45 ;$$

la résistance à obtenir à 7 jours devra donc être de l'ordre de 70 % de celle visée à 28 jours (avec des ciments à vitesse de durcissement normale).

Ouvrabilité insuffisante, ségrégabilité

Vérifier que le sable n'a pas un module de finesse trop fort; dans ce cas, ajouter un sable fin de façon à corriger le module ou faire appel à un adjuvant-plastifiant. Si le béton a un aspect trop sec, augmenter le dosage en eau, mais attention à la chute de résistance. On peut également améliorer l'ouvrabilité et diminuer la ségrégabilité en augmentant le dosage des éléments les plus fins au détriment des plus gros, ce qui revient à diminuer le rapport G/S; il suffit de relever un peu le point A, ce qui revient à choisir une valeur de K un peu plus élevée (tableau 10-12).

Ajustement de la formule au m^3

Si la masse des granulats est G, la masse de ciment C et le dosage en eau E (en litres par mètre cube sur matériaux supposés secs), la densité du mètre cube de béton devrait être théoriquement :

$$\Delta_0 = \frac{G + C + E}{1\,000}$$

On peut en pesant une ou plusieurs éprouvettes mesurer la densité réelle Δ du béton frais en œuvre. Si Δ est peu différente de Δ_0, c'est que la formule étudiée correspond bien au mètre cube; si en revanche, la densité réelle Δ est plus petite que la densité théorique Δ_0, c'est que la formule étudiée donne un peu plus d'un mètre cube de béton et le dosage réel en ciment se trouve inférieur à celui théoriquement prévu et vice versa. La correction à apporter sur la masse totale des granulats est alors :

$$x = 1\,000\ (\Delta - \Delta_0) \text{ (en kg)}.$$

Si $\Delta - \Delta_0 < 0$, correction à déduire car la formule proposée fait plus du mètre cube.

Si $\Delta - \Delta_0 > 0$, correction à ajouter car la formule proposée fait moins du mètre cube.

Sur la masse de chacun des granulats dont les pourcentages sont g_1, g_2, g_3 et les masses p_1, p_2, p_3, la correction à apporter sera :

$$\frac{x\,p_1}{G}\ ,\quad \frac{x\,p_2}{G}\ ,\quad \frac{x\,p_3}{G}\ ;$$

G étant la masse totale des granulats.

Remarque concernant les gros bétons

Lorsque la dimension maximale des granulats, D, augmente, l'aspect du mélange semble faire apparaître une ségrégabilité plus importante. De fait concernant les bétons pour lesquels D est supérieur à 50 mm, le risque de ségrégation est certainement plus élevé que pour ceux confectionnés avec des granulats D plus petits.

L'application stricte de notre méthode conduit à des formules de composition conforme à la recherche *simultanée* d'une bonne résistance et d'une bonne ouvrabilité. Cependant, avec les gros bétons (D > 50 mm) on peut, selon les cas, préférer réduire le risque de ségrégation en diminuant pour cela la proportion de gros granulats au bénéfice des plus petits et du sable ; il est évident que cela entraînera en général une augmentation du dosage en eau et une certaine baisse de résistance. Dans ce cas on pourra adopter une majoration de la valeur de Y trouvée par application stricte de la méthode ; c'est-à-dire que si l'aspect du béton réalisé pour les essais de convenance présente un risque apparemment trop important de ségrégation pour les circonstances particulières de bétonnage, la composition pourra être modifiée en remontant le point de brisure d'une certaine quantité dont la valeur maximale pourrait être limitée à 0,2(D – 25) (en %, D étant exprimé en mm). Cette correction en vue d'une moindre ségrégabilité reste une question de choix et d'opportunité.

3.10 Exemples pratiques

3.10.1 *Premier exemple : béton binaire continu D = 20 mm*

Données de base

Compte tenu des caractéristiques géométriques de l'ouvrage, les règles concernant la dimension maximale des granulats conduisent à adopter : D = 20 mm *(Chapitre X, paragraphe 3.2, tableau 10-6 page 239).*

La résistance caractéristique demandée est f_{c28} = 30 MPa. On visera comme résistance moyenne à 28 jours *(Chapitre X, paragraphe 3.1.2) :*

$$f_c = \sigma'_{28} = 30 + 15\ \% = 34{,}5\ \text{MPa}.$$

L'ouvrabilité désirée est caractérisée par un affaissement au cône A ≃ 5 cm *(Chapitre X, paragraphe 3.1.3, tableau 10-5 page 238).*

Dosage en ciment

Le ciment employé est de la classe 32,5, mais il a une résistance vraie moyenne à 28 jours f_{CE} = *48 MPa (Chapitre IX, paragraphe 3.2).*

Les granulats sont de bonne qualité ; on peut donc calculer C/E par la formule $f_c = G\, f_{CE}\left(\frac{C}{E} - 0{,}5\right)$ avec G ≃ 0,50 *(Chapitre X, paragraphe 3.3, tableau 10-8 page 240) :*

$$34{,}5 = 0{,}50 \times 48 \left(\frac{C}{E} - 0{,}5 \right)$$

d'où $$\frac{C}{E} = 1{,}94.$$

L'abaque de la figure X-14 donne pour C/E = 1,94 et A = 5 cm, un dosage en ciment C = 375 kg/m^3.

Dosage en eau

Le dosage en eau totale sur matériaux secs sera approximativement :

$$\frac{375}{1{,}94} \simeq 195.$$

Dosage des granulats

Les granulats ont été examinés et jugés satisfaisants : leurs courbes granulaires sont représentées sur le graphique de la figure X-17.

Le module de finesse du sable est satisfaisant (2,71).

Le point de brisure A de la courbe granulaire de référence est à l'abscisse D/2 = 10 mm (module 41), son ordonnée est $Y = 50 - \sqrt{D} + K$.

$$avec \quad \sqrt{D} = \sqrt{20} \neq 5$$

Pour un dosage à 375 kg de ciment, un granulat roulé et une vibration normale, on peut adopter un terme correcteur $K \simeq -2$ *(tableau 10-12 page 249).*

La correction en fonction du module de finesse du sable M*f* = 2,71 est $K_s = 6\ Mf - 15 = +1$ *(nota du tableau 10-12).*

En définitive Y = 50 – 5 – 2 + 1 = 44 %.

La ligne de partage entre les deux granulats s'obtient en joignant le point 95 % de la courbe du sable au point 5 % de la courbe du gravier. Le point de rencontre de la ligne de partage avec la courbe de référence donne le partage des pourcentages de sable et de gravier :

Pourcentage de sable	36 %
Pourcentage de gravier	64 %

En adoptant pour le coefficient de compacité dans le *tableau 10-13* (D = 20, béton plastique, vibration normale) la valeur $\gamma = 0{,}825$, les volumes absolus des constituants solides sont les suivants :

Volume total absolu	$1\,000\ \gamma$	= 825 ℓ
Volume absolu du ciment	$\frac{375}{3{,}1}$	= 121 ℓ

Volume absolu des granulats	825 – 121	=	704 ℓ
Volume absolu du sable	(704) × 0,36	=	253 ℓ
Volume absolu du gravier	(704) ×0,64	=	451 ℓ
Total (vérification)			825 ℓ

Les densités absolues sont supposées les suivantes :

sable : 2,54, gravier : 2,62.

Les dosages en matériaux secs seront donc en kg :

Sable	253 × 2,54	=	643	kg
Gravier	451 × 2,62	=	1 182	kg
Ciment			375	kg
Eau totale (approximativement)			195	kg
Densité théorique du béton frais en œuvre Δ_0 ..			2,395	kg

Il reste à tester la formule de composition ainsi définie par quelques essais d'étude et de convenance suivant les indications des *paragraphes 2.5 et 2.6 de ce chapitre* et d'apporter, suivant les résultats de ces essais, les corrections nécessaires.

Essais d'étude et corrections

Plasticité

On réalise tout d'abord quelques essais d'affaissement au cône pour vérifier si cette formule convient en terme de plasticité ; cela permet de régler expérimentalement le dosage en eau pour obtenir la plasticité désirée ; l'abaque de la figure X-15 est un guide qui permet d'évaluer la correction à apporter si nécessaire sur le dosage en eau totale. Dans ces essais, il sera évidemment tenu compte de la teneur en eau des granulats qui sont, en général, plus ou moins humides.

Si par exemple le dosage prévu 195 ℓ/m^3 donne en pratique un affaissement trop important, par exemple 9 cm, il faudra diminuer le dosage en eau de la différence lue sur l'abaque (fig. X-15) pour passer de 9 à 5 cm soit une dizaine de litres en moins ; l'expérience le précisera.

Ajustement au m^3

On confectionne des éprouvettes et on mesure la densité réelle du béton Δ. Si l'on trouve une valeur différente de la densité théorique Δ_0 = 2,395, il faut apporter une correction sur les poids de granulats ; supposons que l'on trouve 2,32, la correction sera :

= 1 000 (2,32 – 2,395) = – 75 kg de granulats,

soit : 75 × 36 % = – 27 kg de sable,

75 × 64 % = – 48 kg de gravier.

Résistance

On confectionnera alors des éprouvettes avec le dosage corrigé suivant :

Sable	643 – 27	=	616 kg
Gravier	1 182 – 48	=	1 134 kg
Ciment			375 kg
Eau (corrigée)	195 – 10	=	185 kg
Densité théorique Δ_0		=	2,310.

Supposons que les résultats d'écrasement aient donné une résistance moyenne nettement surabondante par exemple :

$f_c = \sigma' = 38$ MPa au lieu des 34,5 visés (en valeur moyenne).

On pourra éventuellement réduire le dosage en ciment, la proportion $\frac{34,5}{38}$ jouant sur le terme $\left(\frac{C}{E} - 0,5\right) = 1,94 - 0,5 = 1,44.$

Ce terme corrigé sera :

$$\left(\frac{C}{E} - 0,5\right) = \frac{34,5}{38} \times 1,44,$$

d'où le nouveau :

$$\frac{C}{E} = 1,80,$$

l'abaque de la figure X-14 donne pour C/E = 1,80 et un affaissement de 5 cm un dosage C un peu inférieur à 350 kg/m^3.

Par sécurité, on pourra adopter, par exemple, C = 350 kg et le dosage définitif suivant, en remplaçant les 25 kg de ciment enlevés par une masse de sable équivalente en volume absolu :

$$\frac{25 \times 2,54}{3,1} = 21 \text{ kg}.$$

Le dosage sera donc en définitive :

Sable	616 + 21	=	637 kg
Gravier			1 134 kg
Ciment			350 kg
Eau environ	$\frac{350}{1,80}$	=	1,95 kg
Densité théorique Δ_0		=	2,316

Le dosage en eau totale est toujours donné à titre indicatif et il reste entendu qu'il faudra tenir compte de l'eau d'apport des granulats *(tableau 10-10)* et que c'est

essentiellement la plasticité minimale désirée qui le réglera, mais, selon toute vraisemblance, à une valeur assez voisine, étant donné la méthode employée pour le déterminer.

Remarque simplificatrice

Si l'on ne connaît pas la masse spécifique des granulats, sable et gravier, mais que l'on admet qu'elle est la même pour tous les granulats et si l'on connaît approximativement la densité du béton frais en œuvre, le calcul des masses de granulats est encore plus simple :

soit par exemple : $\Delta \simeq 2{,}30$

avec C = 350 kg et E = 185 litres, la masse totale des granulats est :

$$2\,300 - (350 + 185) = 1\,765 \text{ kg},$$

soit pour le sable : $1\,765 \times 0{,}36 = 635$ kg,

et pour le gravier : $1\,765 \times 0{,}64 = 1\,130$ kg.

3.10.2 *Deuxième exemple : béton ternaire discontinu D = 50 mm*

Données de base

Il s'agit d'un béton pour ouvrage massif et la dimension D = 50 mm est supposée admissible pour les granulats.

La résistance caractéristique spécifiée est f_{c28} = 25 MPa. On s'attend à une certaine dispersion, on visera donc une résistance :

$$f_c = 25 + 20\ \% = 30 \text{ MPa}.$$

Les granulats sont de qualité « passable », on adoptera G = 0,45 *(tableau 10-8).*

Le ciment employé est un ciment de classe 42,5 mais sa résistance vraie moyenne à 28 jours est f_{CE} = 52 MPa.

La plasticité désirée est : affaissement = 7 cm et la vibration sera relativement faible, compte tenu de la cadence de bétonnage.

Dosage en ciment

On doit avoir : $$30 = 0{,}45 \times 52 \left(\frac{C}{E} - 0{,}5 \right);$$

d'où : $$\frac{C}{E} \simeq 1{,}80.$$

L'abaque de la figure X-14 donne pour A = 7 cm et $\frac{C}{E} = 1{,}80$

$$C = 360 \text{ kg/m}^3.$$

Dosage en eau

Le dosage en eau totale sur matériaux secs sera :

$\frac{360}{1,80} = 200\ \ell/m^3$ pour des granulats D = 20 mm ; mais pour D = 50 mm, la correction sur le dosage en eau est – 6 % *(tableau 10-9)* soit E ≃ 188 litres. De ce fait, le dosage en ciment C est égal à 188 × 1,80 = 338 kg afin de conserver C/E = 1,80 ; mais par sécurité nous prendrons C = 350 kg/m^3.

Dosage des granulats

Traçons la courbe granulaire de référence OAB (fig. X-18).

L'abscisse du point A est au milieu du segment limité par les modules 38 et 48 (D = 50 mm) soit sur la verticale du module 43.

Son ordonnée est : $Y \geqslant 50 - \sqrt{D} + K$

D = 50 mm.

K = + 2 (granulats roulés, vibration faible avec C = 350) le module de finesse du sable est 2,85 ; le terme correcteur K_s est donc :

$$K_s = 6 \times 2,85 - 15 = + 2,$$

d'où :

$$Y = 50 - \sqrt{50} + 2 + 2 = 47.$$

Supposons que pour réaliser ce béton, nous disposions des trois granulats S_1 G_1 et G_2 dont les courbes granulométriques ont été représentées sur la figure X-18 : un sable 0/5 et deux graviers 5/20 et 20/50 ; traçons les lignes de partage joignant les points à 95 % et 5 % des courbes successives. Les pourcentages en volume absolu sont pour chacun des granulats :

Sable S 0/5	33 %
Gravier G_1 5/20	27 %
Gravier G_2 20/50	40 %.

On peut, en tenant compte de ces pourcentages et des courbes correspondantes, reconstituer la courbe générale du mélange granulaire obtenu. Elle suit assez bien la courbe de référence sauf à l'endroit du palier dû à la discontinuité des granulats entre 20 et 31,5 mm. Si l'on admet un coefficient de compacité $\gamma = 0,83$ (tableau 10-13 : consistance plastique, vibration faible), le dosage en ciment ayant été fixé à 350 kg/m^3 (poids spécifique $\varpi_c = 3,1$) le volume absolu des trois granulats pour un mètre cube de béton en œuvre sera :

Volume absolu des composants solides : 1 000 γ = 830 ℓ

à déduire volume absolu du ciment $\frac{350}{3,1}$ = 113 ℓ

Volume absolu des granulats = 717 ℓ.

Si l'on admet que les masses spécifiques des granulats sont :
- 2,60 pour le sable,
- 2,65 pour les graviers.

Les masses de chacun d'eux seront :

Sable 0/5	$0{,}33 \times 717 \times 2{,}6$	= 615 kg
Gravier 5/20	$0{,}27 \times 717 \times 2{,}65$	= 515 kg
Gravier 20/50	$0{,}40 \times 717 \times 2{,}65$	= 760 kg
Ciment		= 350 kg
Eau		= 185 kg
Densité théorique Δ_0		= 2,425

Il convient alors de tester la formule de dosage ainsi définie par quelques essais d'études et d'y apporter éventuellement les corrections nécessaires, comme cela a été mentionné en détail au paragraphe précédent 3.10.1 (béton D = 20 mm).

3.10.3 *Troisième exemple : micro-béton*

Données de base

Nous supposerons que pour bétonner une petite pièce (un modèle réduit par exemple), on dispose de trois sables préalablement criblés :

S_f : un sable fin 0/0,5 mm,
S_m : un sable moyen 0,5/1,6 mm,
S_g : un sable gros 1,6/5 mm.

Les courbes granulaires sont représentées sur la figure X-19. Il s'agit de sables roulés très propres et de bonne qualité courante ; on pourra admettre un coefficient granulaire G = 0,45 *(tableau 10-8)*. On désire obtenir une résistance moyenne f_c = 40 MPa. Le ciment est un CPA-CEM I 42,5 dont la classe vraie moyenne à 28 jours est de 52 MPa. On désire un béton bien plastique, affaissement = 7 cm.

Dosage en ciment

On doit avoir $40 = 0{,}45 \times 52\left(\dfrac{C}{E} - 0{,}5\right)$:

d'où $$\frac{C}{E} = 2{,}2$$

Sur l'abaque de la figure X-14, pour C/E = 2,2 et affaissement = 7 cm, un dosage en ciment de 400 kg/m^3 suffit, à condition d'ajouter un superplastifiant.

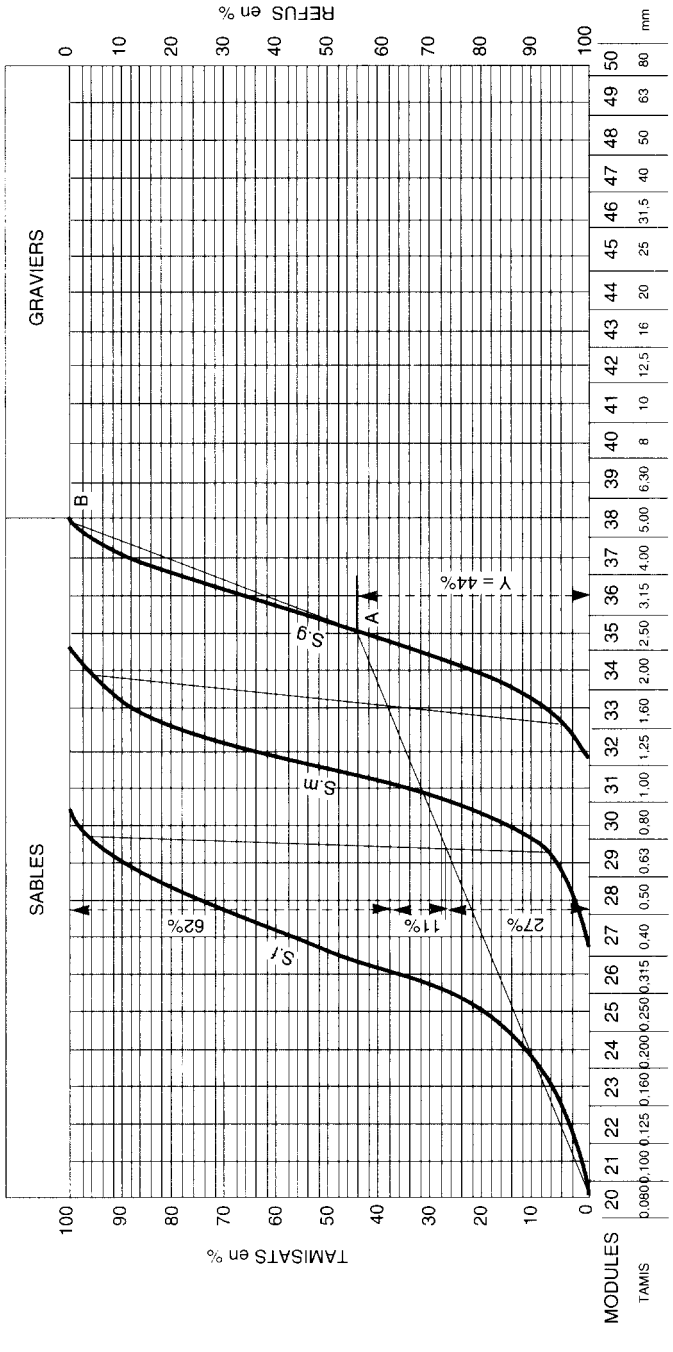


Fig. X-19 – Analyse granulométrique.
Exemple d'étude d'un micro-béton D = 5 mm avec comme granulats les trois sables S_f, S_m et S_g.

Dosage en eau

Avec un C/E = 2,2, on aurait, pour D = 20 mm, un dosage en eau totale d'environ 400/2,2 = 184 ℓ. Le tableau 10-9 indique que, étant donné la finesse des granulats (D = 5 mm), le dosage en eau normal pour béton D = 20 mm doit être majoré de 15 %. On aura donc E = 1,15 × 184 = 212 l, mais si l'on veut conserver un rapport C/E de 2,20, il faut majorer alors en conséquence le dosage en ciment :

$$C = 212 \times 2{,}20 \simeq 460 \text{ kg},$$

$$Y = 50 - \sqrt{D} + K.$$

K est choisi dans le tableau 10-12 : pour une vibration normale des granulats roulés et un dosage en ciment 400 kg + superplastifiant, on prendra K = – 4.

On aura donc :

$$Y = 50 - 2 - 4 = 44\ \%.$$

Le tracé correspondant OAB donne, à sa rencontre avec les lignes de partage, les pourcentages des trois granulats en volume absolu :

$$S_f = 27\ \%$$
$$S_m = 11\ \%$$
$$S_g = 62\ \%$$

En adoptant, dans le tableau 10-13, un coefficient de compacité $\gamma = 0{,}77$ (consistance plastique et vibration normale pour D = 5 mm), le volume absolu des granulats sera :

$$1\,000\,\gamma \ldots\ldots = 770\ \ell$$
$$\text{à déduire volume absolu du ciment : } \frac{460}{3{,}1} \ldots\ldots = -\ 148\ \ell$$
$$622\ \ell$$

En admettant par exemple un poids spécifique de 2,54 pour les trois sables. Le poids de chacun d'eux sera :

Sable fin 080,5	$622 \times 0{,}27 \times 2{,}54$	=	428 kg
Sable moyen 0,5/1,6	$622 \times 0{,}11 \times 2{,}54$	=	174 kg
Sable gros 1,6/5	$622 \times 0{,}62 \times 2{,}54$	=	982 kg
Ciment		=	460 kg
Eau + superplastifiant		=	212 kg
Densité théorique Δ_0		=	2,256

Comme pour les bétons précédents, il conviendra de tester cette formule par quelques essais d'études et d'y apporter éventuellement les corrections nécessaires.

3.11. Cas particuliers des bétons de granulats légers pour structures

La méthode précédemment étudiée et exposée s'applique au cas des bétons de granulats traditionnels; elle peut s'adapter sans grand changement au cas particulier des bétons de granulats légers qui sont peu utilisés depuis ces dernières années.

Cependant, un facteur d'étude supplémentaire, « la densité souhaitée », devrait pouvoir être pris en compte; or, cette méthode n'est pas conçue pour cela, car pour les bétons traditionnels, la densité n'est pas en général, une question préalable.

C'est pourquoi, aux facteurs habituels de l'étude d'un béton, le facteur « densité » doit être ajouté dans l'énoncé du problème.

La méthode précédente a donc dû subir quelques transformations et après en avoir étudié et défini les bases et principes nouveaux, nous avons déterminé par une expérimentation poussée, les valeurs numériques des différents paramètres et coefficients à adopter dans cette nouvelle méthode qui comporte essentiellement :

1) Une première et approximative vérification de compatibilité entre la densité souhaitée pour le béton et la masse spécifique des granulats à utiliser.

2) La détermination du rapport C/E en fonction de la résistance souhaitée et des qualités propres du ciment et des granulats.

3) La détermination du rapport en volume absolu $G/S = \frac{\text{gravier}}{\text{sable}}$.

4) La détermination de la formule de dosage pondéral ou volumétrique.

5) Les essais d'études nécessaires.

L'utilisation de granulats légers engendre un problème particulier en ce qui concerne le dosage en eau. Une partie de l'eau se trouve « absorbée » par les granulats et cette quantité d'eau « interne », dont l'importance varie en fonction du temps et de la porosité des granulats, n'intervient plus, une fois absorbée, dans le calcul de résistance du béton, fonction du facteur C/E; il faut donc la différencier nettement de l'eau « superficielle » (ou eau « adsorbée ») et de l'eau « libre » (ou « intergranulaire ») dont une partie sert à l'hydratation du ciment, leur somme constituant « l'eau efficace ».

Il faut préciser que cette méthode, *ne permet que le calcul préalable d'un mélange constituant une première approche pour la préparation de mélanges d'essais.* Il convient donc que son application soit simple et rapide, mais que le mélange auquel on aboutit soit soumis aux essais d'études nécessaires; ceux-ci permettent de tester les qualités et caractéristiques du béton ainsi défini et de retoucher éventuellement les dosages pour obtenir les caractéristiques désirées.

Nous présentons ici cette méthode comme une étude constituant, pour l'instant, une simple contribution à une meilleure connaissance concernant le calcul des dosages des bétons de granulats légers.

Elle ne s'applique que pour l'étude des bétons de structures à l'exclusion des bétons d'isolation ou très peu porteurs ne nécessitant qu'une faible résistance.

Pour ces bétons, on utilisera les granulats les plus légers avec du sable léger (obtenu en partie par broyage de granulats légers) corrigé éventuellement par apport d'un sable naturel; les dosages en ciment seront plus faibles en fonction de la résistance souhaitée; ces particularités mises à part, la méthode précédente est applicable aux bétons d'isolation.

3.11.1 *Énoncé du problème. Définition des données principales retenues*

Le but est de définir les quantités des différents composants à introduire dans le malaxeur afin d'obtenir un volume donné d'un béton répondant aux exigences requises. Les quantités, en ce qui concerne les matériaux solides, seront exprimées en poids; pour les granulats légers le dosage sera également exprimé en volume apparent (en vrac).

Les données du problème sont :

- une résistance moyenne désirée à 28 jours – dans les conditions normalisées habituelles;
- une densité de béton durci;
- une ouvrabilité que l'on caractérise habituellement par un affaissement au cône d'Abrams;
- un ciment de « classe vraie » connue.

3.11.2 *Choix du sable*

Compte tenu des impératifs de résistance pour les bétons de structure, nous recommandons l'emploi de sable dense traditionnel.

Nous limiterons sa granularité en supprimant les gros éléments de dimension supérieure à 1,6 mm (ou 2 mm). En effet, il nous est apparu que l'influence de la suppression de ces gros éléments de sable sur l'ouvrabilité du béton était tout à fait minime, l'important étant de conserver la teneur en éléments les plus fins. Par ailleurs, ce procédé a l'avantage de permettre un gain de légèreté, ces gros grains de sable dense étant remplacés en partie par des granulats légers.

Le module de finesse du sable s'en trouve bien sûr modifié. On peut considérer qu'un sable 0/1,6 (ou 2 mm) a un module de finesse satisfaisant s'il est de l'ordre de 1,80 (± 0,20).

3.11.3 *Choix des granulats*

Les exigences principales retenues comme critères de ce choix sont Δ, la densité de béton durci recherchée et f_c la résistance souhaitée en compression.

On effectuera ce premier choix à l'aide de la figure X-20 :

Connaissant f_c on choisira un dosage approximatif probable en ciment :

par exemple : pour un ciment de classe vraie f_{CE} = 45/50 MPa.

- C = 400 k/m^3 pour $f_c > 30$ MPa,
- C = 350 k/m^3 pour $25 < f_c < 30$ MPa,
- C = 300 k/m^3 pour $f_c < 25$ MPa.

On choisit ainsi l'échelle des abscisses sur laquelle on se place. On prend alors sur cette échelle le point correspondant à la densité Δ recherchée et on élève une perpendiculaire jusque dans la zone préférentielle; on fait alors le choix de la masse spécifique ϖ du granulat léger à utiliser; si le critère de résistance souhaitée est prépondérant, on choisit ϖ d'autant plus élevé que la résistance est plus élevée tout en restant à l'intérieur de la zone dite préférentielle. Cependant, dans la pratique on aura souvent à faire l'étude avec un granulat léger choisi *a priori*. Dans ce cas, l'abaque de la figure X-20 permet de vérifier qu'il n'y a pas incompatibilité entre la densité souhaitée pour le béton et la masse spécifique du granulat adopté *a priori* (compte tenu du dosage en ciment probablement nécessaire pour obtenir la résistance désirée).

3.11.4 *Eau totale et eau ajoutée*

Comme pour le béton traditionnel, nous considérons que le sable naturel utilisé n'absorbe pas d'eau et pour l'étude de la composition du béton nous le supposons sec.

Une caractéristique des granulats légers est leur capacité d'absorber de l'eau. Nous recommandons, pour des raisons développées par ailleurs, leur prémouillage.

On est donc amené à distinguer trois parties dans l'eau totale :

- *L'eau interne*

Elle est absorbée par les granulats durant le prémouillage (et le malaxage éventuellement) et ne sera restituée que très lentement au béton au cours de son durcissement et en fonction des conditions hygrométriques ambiantes.

- *L'eau superficielle*

Elle est retenue à la surface des grains dans leur état « égouttés après prémouillage »; nous considérons qu'elle a le même rôle que dans le béton traditionnel.

- *L'eau libre*

Elle est ajoutée au malaxage. Son rôle est d'une part de constituer l'eau intergranulaire assurant la plasticité du béton et d'autre part d'hydrater le ciment.

La somme de ces deux dernières (eau superficielle et eau libre) est considérée comme l'*eau efficace*, notée E et prise en compte dans la suite de cette étude, la somme des trois étant l'eau totale E_t.

Il est intéressant de remarquer que cette « eau efficace » E est la même que celle prise en compte dans l'étude d'un béton traditionnel en tant qu'eau totale sur granulats secs.

Le sable naturel utilisé est supposé sec mais s'il ne l'est pas, il en sera tenu compte en déduisant de l'eau ajoutée l'eau d'apport de ce sable (comme d'ailleurs dans le cas des bétons traditionnels).

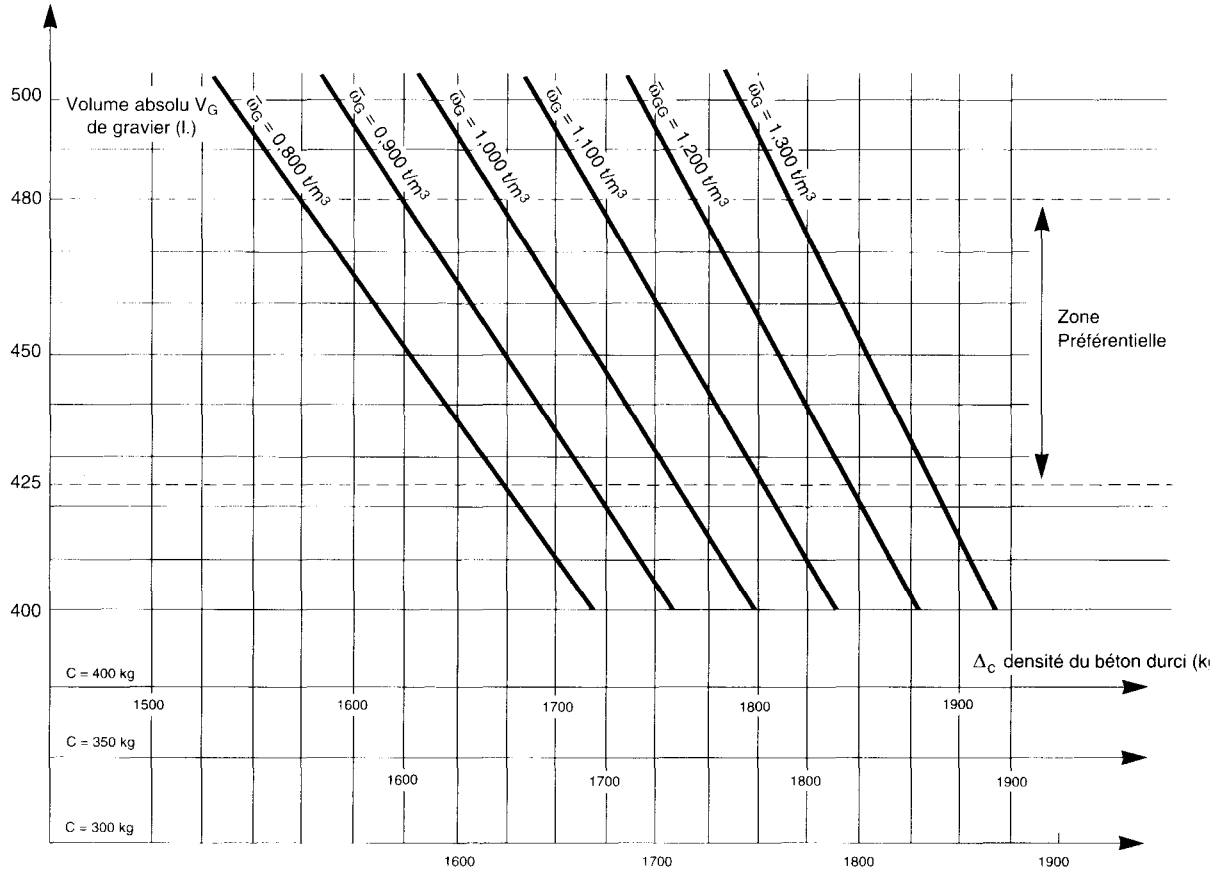


Fig. X-20 – Compatibilité entre la densité de béton durci recherchée et la masse spécifique des graines du gravier, en fonction du dosage en ciment probable.

3.11.5 *Détermination du rapport C/E*

On utilise la formule de Bolomey :

$$f_c = G f_{CE} (C/E - 0{,}5)$$

où C est le dosage en ciment en kg/m^3 et E est la quantité d'eau efficace.

f_c est la résistance moyenne du béton à obtenir à 28 jours (en MPa).

f_{CE} est la « classe vraie » du ciment employé en MPa.

G est un coefficient granulaire sans dimension dont on choisit la valeur dans le tableau ci-après :

Tableau des valeurs du coefficient granulaire G

Qualité des granulats	Dimensions des granulats		
	Petits $D \leqslant 10$ mm	**Moyens** 10 mm $< D \leqslant$ 15 m	**Gros** 15 mm $< D$
Excellente	0,45	0,40	0,35
Bonne	0,40	0,35	0,30
Passable	0,35	0,30	0,25

Nota. Ces valeurs de G correspondent à des bétons de plasticité courante (ayant des affaissements compris entre 4 et 8 cm).

On ajoute éventuellement aux valeurs de G ainsi évaluées une petite correction :

- pour les bétons fermes ($A \leqslant 3$ cm) : – 0,03
- pour les bétons mous ($A \geqslant 9$ cm) : + 0,03.

Cette correction permet de tenir compte de ce que la relation expérimentale $f_c = F(C/E)$ n'est pas linéaire aux extrêmes.

- Si l'on n'a aucune connaissance expérimentale précise des granulats que l'on utilise, on pourra choisir arbitrairement la valeur moyenne G = 0,35.
- Évaluation expérimentale de G : d'après les coefficients empiriques que nous avons déterminés expérimentalement ; on peut utiliser la formule suivante :

$$G = 0{,}045 \sqrt[3]{10 R_G \frac{\omega^2}{M_a^2}} + 0{,}126$$

où : R_G est la pression (en MPa) atteinte au maximum lors de l'enfoncement de 20 mm en 135 s, d'un piston dans un cylindre de 100 cm^2 de section et 10 cm de hauteur, rempli de granulats légers (on prend la moyenne de trois essais après avoir vérifié que la masse de granulats nécessaire pour remplir ce cylindre pour chaque essai, ne varie pas de plus de 5 %). Notons que dans les recommandations allemandes, le temps d'enfoncement est de l'ordre de 100 s (R_G varie de 4 à 7 MPa pour les granulats des bétons de structures) ; ω est la masse spécifique des grains du granulat sec ; M_a est la masse volumique apparente en vrac du granulat.

3.11.6 *Détermination du dosage en ciment C*

Connaissant le rapport C/E (par application de la formule de Bolomey) et l'affaissement souhaité A, on en déduit à l'aide de la figure X-21 le dosage en ciment C à adopter.

Connaissant alors C et C/E, on peut en déduire la valeur de E.

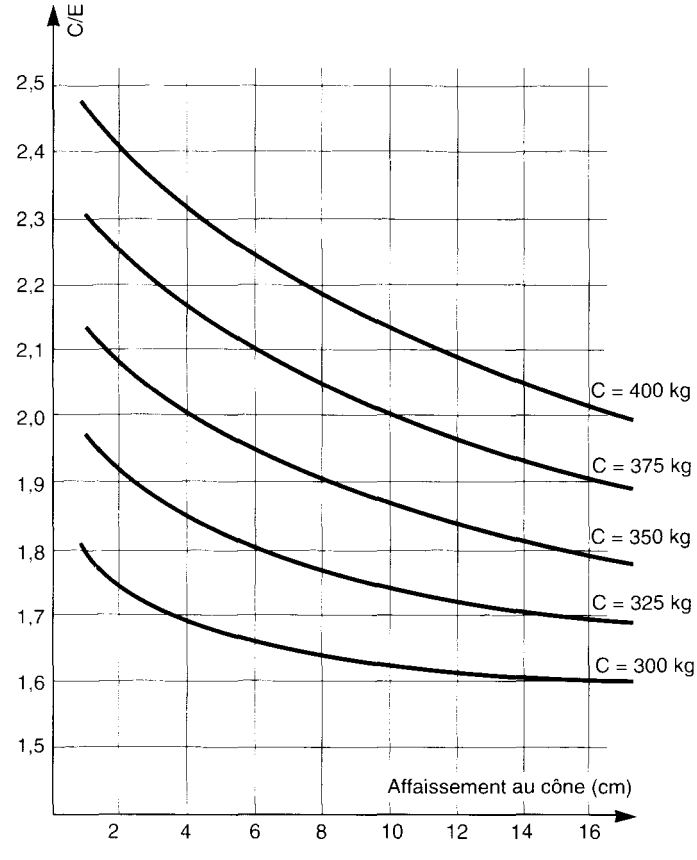


Fig. X-21 – Détermination du dosage en ciment en fonction de l'affaissement et du rapport C/E.

Nota. Il ne s'agit ni du dosage en eau totale, ni de l'eau à ajouter au malaxage. Il s'agit du dosage en eau efficace E défini au § 3.11.4 – Étant donné les variations qui peuvent intervenir dans les conditions de prémouillage ou dans les besoins en eau du béton (variations de porosité des granulats ou de granularité des sables) il est souhaitable de n'accorder qu'une valeur indicative à ce dosage en eau et d'ajuster plus précisément, par un contrôle de la consistance désirée, la quantité d'eau nécessaire et suffisante à ajouter sur matériaux prémouillés.

3.11.7 *Détermination du rapport G/S*

Connaissant le dosage en ciment et la plus grande dimension des granulats utilisés, on peut à l'aide de la figure X-22, en déduire une valeur moyenne normale du rapport :

$$G/S = \frac{\text{Volume absolu de gravier}}{\text{Volume absolu de sable}}.$$

Si les exigences de légèreté sont particulièrement strictes et si elles prennent le pas sur celles de résistance, on peut modifier la valeur normale de G/S ainsi déterminée en lui ajoutant un terme correcteur compris entre 0 et 0,10. Dans le cas contraire où les exigences de résistance prennent le pas sur celle de légèreté, on peut retrancher ce même terme correcteur de la valeur normale de G/S.

3.11.8 *Compacité*

Le coefficient de compacité γ est le rapport des volumes absolus des matières solides $V_M = V_g + V_s + V_c$ au volume total du béton frais en œuvre soit un mètre cube :

$$\gamma = \frac{V_M}{1000}$$

V_M étant exprimé en litres.

Serrage	Consistance du béton		
	Ferme $A < 4$ cm	**Plastique** $4 \leq A \leq 8$	**Très plastique** $A > 8$ cm
Piquage			0,800
Vibration faible		0,820	0,810
Vibration normale	0,840	**0,830**	
Vibration puissante	0,850		

3.11.9 *Détermination des dosages en gravier et en sable*

Connaissant le dosage en ciment C (en kg/m^3) ainsi que sa masse spécifique $\bar{\omega}_c$ (en t/m^3), on peut alors écrire les deux équations :

- $G + S = 1000\gamma - \frac{C}{\omega_c}$ où G et S sont les volumes absolus exprimés en litres.
- $G/S = X$ (X valeur connue, cf. § 3.11.7).

On en tire les volumes absolus G et S en litres puis le dosage pondéral de sable :

$$P_s = S\bar{\omega}_S$$

et le dosage en volume apparent de gravier :

$$V_G = \frac{G\,\omega_G}{M_a}$$

où M_a est la masse volumique apparente en vrac du granulat léger.

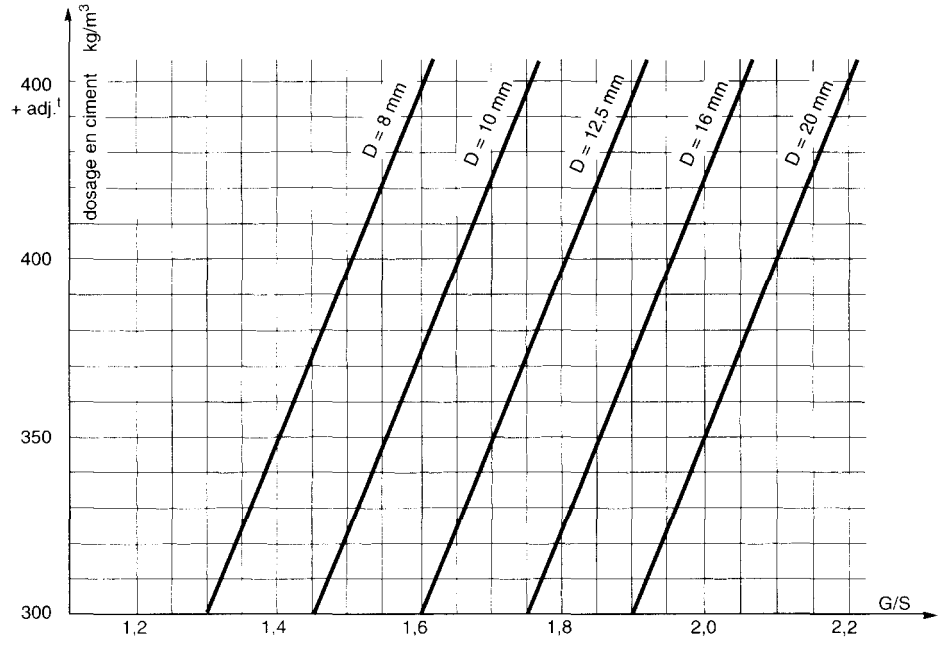


Fig. X-22 – Détermination de G/S, rapport des volumes absolus de gravier et de sable en fonction du dosage en ciment et de D dimension maximale des graviers.

3.11.10 *Ajustement de la formule au mètre cube*

On calcule la densité théorique du béton frais Δ_0 :

$$\Delta_0 = \frac{C + P_S + P_G + E_T}{1000}.$$

On la compare à la densité réelle du béton frais en œuvre Δ.

Si on trouve $\Delta_0 > \Delta$, c'est qu'on a réalisé plus d'un mètre cube de béton et inversement.

On fait porter la correction sur les dosages en sable et en gravier pour garder un même dosage en ciment (pour 1 m^3).

On calcule donc des dosages corrigés en sable et en gravier :

$$P'_S = P_S\left[1 + \frac{1000(\Delta - \Delta_0)}{P_G + P_S}\right]$$

$$P'_G = P_G\left[1 + \frac{1000(\Delta - \Delta_0)}{P_G + P_S}\right]$$

3.11.11 *Essais d'études*

Reste à tester la formule de composition ainsi définie. En fonction des résultats obtenus, on apportera les modifications nécessaires :

a) Si l'on obtient une résistance insuffisante on peut agir :

- soit sur la résistance du mortier :
  - en augmentant le dosage en ciment mais ce sera au détriment de la légèreté,
  - en diminuant le dosage en eau mais il faudra conserver une ouvrabilité satisfaisante éventuellement en utilisant un adjuvant plastifiant ou superplastifiant ;
- soit sur les granulats légers en diminuant le rapport G/S mais ce procédé aura pour conséquence d'alourdir le béton.

b) Si l'on obtient une ouvrabilité insuffisante, on peut agir en augmentant le dosage en sable en particulier en éléments fins mais cela présente l'inconvénient d'alourdir le béton. On peut également augmenter le dosage en eau mais cela provoquera une chute de résistance et des risques de ségrégation accrus. Pour éviter ce dernier point, on peut avantageusement employer un entraîneur d'air surtout pour les bétons fermes (ou tout autre adjuvant bien adapté).

c) Si l'on obtient une densité trop forte, on peut augmenter le dosage en granulat léger mais cela provoquera une perte de résistance.

Une diminution du dosage en ciment aura le même effet.

Une dernière possibilité peut être de changer de granulats et d'adopter des granulats de plus forte masse spécifique si l'on n'atteint pas la résistance souhaitée, ou des granulats de plus faible masse spécifique, si ce sont les exigences de légèreté qui ne sont pas satisfaites.

3.11.12 *Densité caractéristique*

La densité du béton dépend d'un certain nombre de facteurs dont le principal est la teneur en eau libre interne, elle-même fonction de l'hygrométrie et de la température ambiante.

Comme pour la résistance qui dépend également de plusieurs facteurs, on peut définir une « densité caractéristique » Δ_c du béton de granulats légers. Pour ces bétons en effet la densité est une caractéristique importante qui doit être correctement définie ; nous proposons la formule suivante :

$$\Delta_c = 1{,}25\ C + P_S + P_G + 50 \text{ en kg/m}^3$$

Cette formule est basée sur les hypothèses suivantes :

- C est le poids de ciment par m^3 ; on suppose qu'il a absorbé en eau d'hydratation 25 % de son poids ;
- P_S et P_G sont les poids de sable et de granulats secs par m^3 ;
- 50 correspond en ℓ (c'est-à-dire en kg) au poids d'eau libre interne retenue (soit 5 % en moyenne en volume) après un certain temps dans les conditions les plus

courantes de conservation (température et hygrométrie habituelles de nos climats). Cette quantité d'eau est retenue en partie à l'intérieur des granulats légers et en partie en eau intergranulaire ; dans le cas de conditions de conservations spéciales cette valeur est à revoir.

3.11.13 *Exemple*

Nous voulons réaliser un béton ayant :

- une résistance moyenne à la compression de 27 MPa ;
- une densité finale voisine de 1 700 kg/m^3 ;
- une plasticité correspondant à un affaissement au cône de 4 cm.

Pour le réaliser nous disposons :

- d'un ciment CPA-CEM II/B 32,5 de classe vraie 50 MPA et de masse spécifique $\bar{\omega}_c$ = 3,05 t/m^3 ;
- d'un sable 0/2 mm ayant une courbe granulométrique acceptable, un module de finesse de 1,80 et une masse spécifique des grains $\bar{\omega}_s$ de 2,60 t/m^3.

a) Choix des granulats

Nous visons une résistance de 27 MPa et pensons donc devoir doser le ciment à 350 kg/m^3 environ.

La figure X-20 nous montre qu'une masse spécifique des granulats légers voisine de 1,00 t/m^3 peut convenir (critère de compatibilité).

Dans l'éventail des granulats légers, nous retiendrons un schiste expansé de bonne qualité ayant :

- une dimension maximale D = 12 mm ;
- une masse spécifique des grains $\bar{\omega}_G$ = 1,06 t/m^3 ;
- une densité apparente en vrac P_G = 0,64 t/m^3 ;
- une absorption d'eau assez faible :
  - 5 % de son poids en 1 h d'immersion,
  - 7,5 % de son poids en 24 h,
  - 9 % de son poids en 100 h.

b) Détermination du rapport C/E

Nous choisissons un coefficient granulaire G = 0,35 (n'ayant pour l'instant aucune donnée particulière sur ce point).

Nous tirons C/E de la formule de Bolomey :

$$f_c = G\, f_{CE} \left(\frac{C}{E} - 0{,}5 \right)$$

d'où :

$$C/E = \frac{f_c}{G f_{CE}} + 0,50$$

$$C/E = \frac{27}{0,35 \times 50} + 0,50 = 1,54 + 0,50$$

$$C/E = 2,04.$$

c) Détermination du dosage en ciment C

Pour C/E = 2,04 et A = 4 cm, la figure X-21 p. 267 nous donne :

$$C \simeq 350 \text{ kg/m}^3$$

Et nous calculons l'eau efficace :

$$E = \frac{350}{2,04} = 172 \ \ell.$$

d) Détermination du rapport G/S

Pour C = 350 kg/m^3 et D = 12 mm, nous lisons sur la figure X-22 p. 269, G/S = 1,70.

e) Détermination de la compacité

Nous adoptons pour ce béton « plastique » mis en place à l'aide d'une vibration normale, la valeur de compacité $\gamma = 0,830$.

f) Détermination des dosages en gravier et en sable

D'après la définition du coefficient de compacité, le volume absolu total des matériaux solides est $0,830 \times 1\,000 = 830 \ \ell$.

On a donc : $V_G + V_S + V_C = 830 \ \ell.$

Or : $V_C = \frac{350}{3,05} = 115 \ \ell$ (volume absolu des grains de ciment).

On a donc : $V_G + V_S = 830 - 115 = 715 \ \ell$

et : $\frac{V_G}{V_S} = \frac{G}{S} = 1,70$ d'où G = 1,70 S.

En portant cette valeur dans la première équation on tire :

$$V_S = \frac{715}{2,70} = 265 \ \ell \text{ (volume absolu).}$$

D'où : $V_G = 1,70 \times 265 = 450 \ \ell$ (volume absolu).

Vérification : $V_G + V_S = 715 \ \ell$ (volume absolu).

En dosage pondéral on aura :

$$P_S = 265 \times 2{,}60 = 690 \text{ kg/m}^3$$
$$P_G = 450 \times 1{,}06 = 477 \text{ kg/m}^3.$$

Le dosage volumétrique des granulats légers sera :

$$\frac{477}{0{,}64} = 744\ \ell \text{ (volume apparent en vrac).}$$

g) Essais d'étude et ajustement de la formule au m^3.

Des mesures expérimentales de la densité réelle du béton frais en œuvre nous donnent $\Delta = 1{,}750$ t/m^3.

Or, pour obtenir l'affaissement de 4 cm désiré, nous avons dû ajouter 160 ℓ d'eau au malaxage.

Par ailleurs, après le prémouillage, des mesures de teneur en eau des granulats ont été effectuées et nous ont donné :

- eau interne : 4 % du poids des granulats soit 19 ℓ/m^3;
- eau superficielle : 1 % du poids des granulats soit 5 ℓ/m^3.

Enfin le sable employé ayant été stocké en extérieur, il s'est révélé contenir 2 % d'humidité soit 14 ℓ/m^3.

Nota. Nous remarquons que le dosage en eau efficace E réalisé est donc :

$$E = 160 + 14 + 5 = 179\ \ell/\text{m}^3.$$

Le dosage prévu étant de 172 ℓ, nous pouvons conclure que si nous l'avions scrupuleusement respecté (sans le contrôler par des mesures d'affaissement) nous n'aurions pas obtenu une ouvrabilité suffisante, mais un affaissement un peu plus faible probablement voisin de 2 ou 3 cm.

Le dosage en eau totale est donc :

$$E_T = 160 + 19 + 5 + 14 = 198\ \ell$$

(y compris eau *interne* absorbée par les granulats légers).

La *densité théorique* du béton frais en œuvre est :

$$\Delta_0 = \frac{350 + 690 + 477 + 198}{1000} = 1{,}715 \text{ t/m}^3$$

Notre formule ne réalise donc pas exactement 1 m^3 de béton mais

$$\frac{\Delta_0}{\Delta} = \frac{1{,}715}{1{,}750} = 0{,}980\,\text{m}^3$$

et notre béton est légèrement surdosé en ciment.

L'erreur commise peut provenir d'une valeur de compacité mal choisie ou plus probablement de variations sur les masses spécifiques des granulats légers et du sable ou sur la densité apparente en vrac des granulats légers.

Nous apporterons donc les corrections nécessaires sur leurs dosages respectifs en ajoutant (en granulats) 1 750 – 1 715 = 35 kg répartis proportionnellement en poids sur le sable et le gravier dont les nouveaux dosages sont alors ainsi rectifiés :

Le poids total prévu pour les granulats était :

$$690 + 477 = 1\ 167 \text{ kg.}$$

Poids corrigé pour le sable ..... $690\left(1 + \dfrac{35}{1\,167}\right) = 711$ kg

Poids corrigé pour le granulat léger ..... $477\left(1 + \dfrac{35}{1\,167}\right) = 491$ kg

On a bien 1 167 + 35 (correction) 1 202

Le dosage volumétrique corrigé pour le granulat léger est :

$$\frac{491}{0{,}64} = 767\ \ell \text{ (en volume apparent en vrac).}$$

Nous pouvons vérifier alors que la densité caractéristique du béton durci, sera effectivement voisine de celle demandée :

$$\Delta = 1{,}25\ C + P_S + P_G + 50$$

$$\Delta = 1{,}25 \times 350 + 711 + 491 + 50$$

$$\Delta = 1{,}690\ t/m^3.$$

En ce qui concerne la résistance moyenne demandée, cette méthode doit conduire à des résultats satisfaisants mais il conviendra d'en faire une vérification sur éprouvettes écrasées à 28 jours et d'apporter éventuellement les corrections nécessaires. (En cas de nécessité on pourra se contenter d'essais à 7 jours en estimant la résistance à 28 jours par une majoration de l'ordre de 15 à 20 %.)

Résultats expérimentaux

Ce béton a été réalisé avec des granulats de schiste expansé, 6,3/10 mm et un sable silico-calcaire du bassin de la Seine 0/2 mm.

Densités obtenues :

béton frais	1,750
béton durci	1,744

(il ne s'agit pas de la densité caractéristique calculée mais de la densité mesurée à 28 jours après une conservation en moule carton).

Résistance en compression à 28 jours mesurée sur trois cylindres 16 × 32

1)	29,2
2)	29,7
3)	28,1
f_c	29,0 MPa

3.12 Une méthode simplifiée pour la composition des bétons d'usage courant

3.12.1 *Les données du problème*

Elles sont au nombre de trois :

- *la dimension* maximale des « granulats » D ;
- *l'ouvrabilité*, qui peut être définie par la plasticité mesurée par l'affaissement au cône d'Abrams ;
- *la résistance*, qui peut être définie par l'écrasement en compression d'éprouvettes cylindriques réalisées avec le béton en question.

Ce sont d'ailleurs là trois données à préciser lorsqu'on passe commande d'un béton à une centrale de béton prêt à l'emploi.

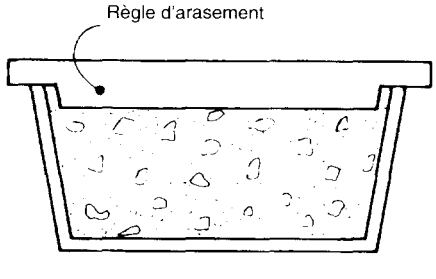
3.12.2 *Dosage et qualité du ciment*

Le dosage en ciment est ordinairement indiqué en kg par m^3 de béton frais en œuvre.

Les dosages, tels qu'ils ressortent de l'application de la présente méthode simplifiée, doivent assurer approximativement les résistances moyennes souhaitées. Si l'on désire arrondir le dosage par m^3 à un multiple de 25 kg, il est conseillé de le faire aux 25 kg supérieurs par rapport au dosage lu sur l'abaque correspondant (ci-après).

Quant à la qualité du ciment, on a supposé que l'on utilisait un ciment des types - CPA-CEM I ou CPJ-CEM II/A ou CPJ-CEM II/B dans la classe 32,5, classe garantie. Dans les calculs pour la mise au point des abaques, on a supposé que la classe vraie du ciment était de l'ordre de 40 à 45 ; elle est en effet, en général, supérieure à la classe garantie.

3.12.3 *Dosage et qualité des granulats*



On a supposé que le petit entrepreneur, ou l'artisan, ne disposait pas, en général, de bascule permettant de peser les granulats ; c'est pourquoi la composition granulaire est indiquée en volumes. Il conviendra de tarer des volumes bien définis (brouettes ou caisses) en fonction du dosage adopté ; on peut, par exemple, découper une règle d'arasement, dont la hauteur est telle qu'elle laisse dans la brouette le volume désiré lorsqu'on la déplace en l'appuyant sur les bords.

3.12.4 *Dosage en eau*

Le dosage en eau est un des problèmes les plus délicats dans la fabrication du béton. Il est en effet possible de prévoir assez approximativement le *dosage total en eau* à ajouter sur *matériaux secs*, mais dans la pratique, les matériaux sont humides et apportent avec eux une quantité d'eau variable dont il est difficile de tenir compte exactement. C'est pourquoi, dans les abaques ci-après, le dosage en eau comporte un abaque spécial à utiliser selon le degré d'humidité des matériaux. Cela ne peut conduire qu'à une très grossière approximation de la quantité *d'eau à ajouter.*

Sur les petits chantiers, le cône d'Abrams est le seul moyen de doser correctement l'eau en essayant de se tenir entre deux valeurs (maximale et minimale) de l'affaissement en fonction de la plasticité désirée et compatible avec une bonne exécution.

Après s'être exercé par un certain nombre de mesures au cône, le chef de chantier pourra apprécier, à peu près, la plasticité du béton par un simple coup d'œil dans la bétonnière.

En conclusion, les dosages en eau indiqués sur les abaques ne sont que des indications approximatives à vérifier ou à modifier préalablement par quelques essais au cône.

À titre indicatif, le tableau ci-dessous donne les pourcentages d'eau (en poids) pris en compte dans les calculs selon le degré d'humidité prévu pour des granulats de masse spécifique 2,6 moyenne.

Degré d'humidité des granulats		**Sec**	**Humide**	**Mouillé**	**Trempé**
Pourcentage d'eau	dans le sable	0 à 3 %	4 à 7 %	8 à 11 %	12 à 15 %
	dans le gravier	1 %	3 %	5 %	6 %

Sec	Cas rare : *les granulats présentent un aspect mat et laissent la main un peu poussiéreuse.*
Humide	Cas le plus courant : *l'aspect des granulats est brillant et ils laissent la main mouillée ; les grains du sable y adhèrent légèrement et on peut en faire une boulette en les comprimant.*
Mouillé	Cas ne se présentant guère *que pour des granulats subissant ou venant de subir une pluie importante.*
Trempé	Cas rare : *cela suppose des granulats complètement saturés d'eau et à peine égouttés.*

3.12.5 *Application pratique de la méthode simple proposée*

Des calculs exécutés par application de la méthode générale ont permis d'aboutir à la mise au point de trois abaques de composition de bétons, reproduits ci-après et s'appliquant chacun respectivement :

- à un béton fin : D = 16 mm ;
- à un béton normal : D = 25 mm ;
- à un gros béton : D = 40 mm.

Sur l'abaque correspondant à la valeur D adoptée (16, 25 ou 40 mm), on part verticalement de la plasticité désirée jusqu'à rencontrer au point R la droite de résistance souhaitée. À partir de R, on part horizontalement et vers la droite jusqu'à trouver au point C le dosage en ciment (en kg/m^3) sur l'échelle verticale.

En poursuivant cette horizontale on détermine les points G_1 et G_2 (et G_3 sur l'abaque n° 3) à l'intersection avec les droites de granulats (sable, gravier...).

En descendant verticalement à partir de G_1 et G_2 (et G_3 éventuellement) on trouve, sur l'échelle horizontale, les volumes en litres de ces granulats.

Quant au dosage en eau, on détermine le point D à l'intersection de la première verticale avec la droite « dosage en eau » et l'on part horizontalement à partir de D vers la droite jusqu'au point E, à l'intersection de la verticale correspondant au degré d'humidité apparent des matériaux. Le dosage *en eau à ajouter* se lit sur le réseau de droites inclinées.

Dans le cas où l'horizontale issue de R coupe l'échelle du ciment au-dessus de la valeur 400 kg/m^3, il est conseillé, plutôt que d'augmenter le dosage en ciment au-delà de 400, *de prévoir un adjuvant* (plastifiant ou superplastifiant), et dans ce cas le point D est à remplacer par le point D′ pour déterminer le dosage de l'eau à ajouter.

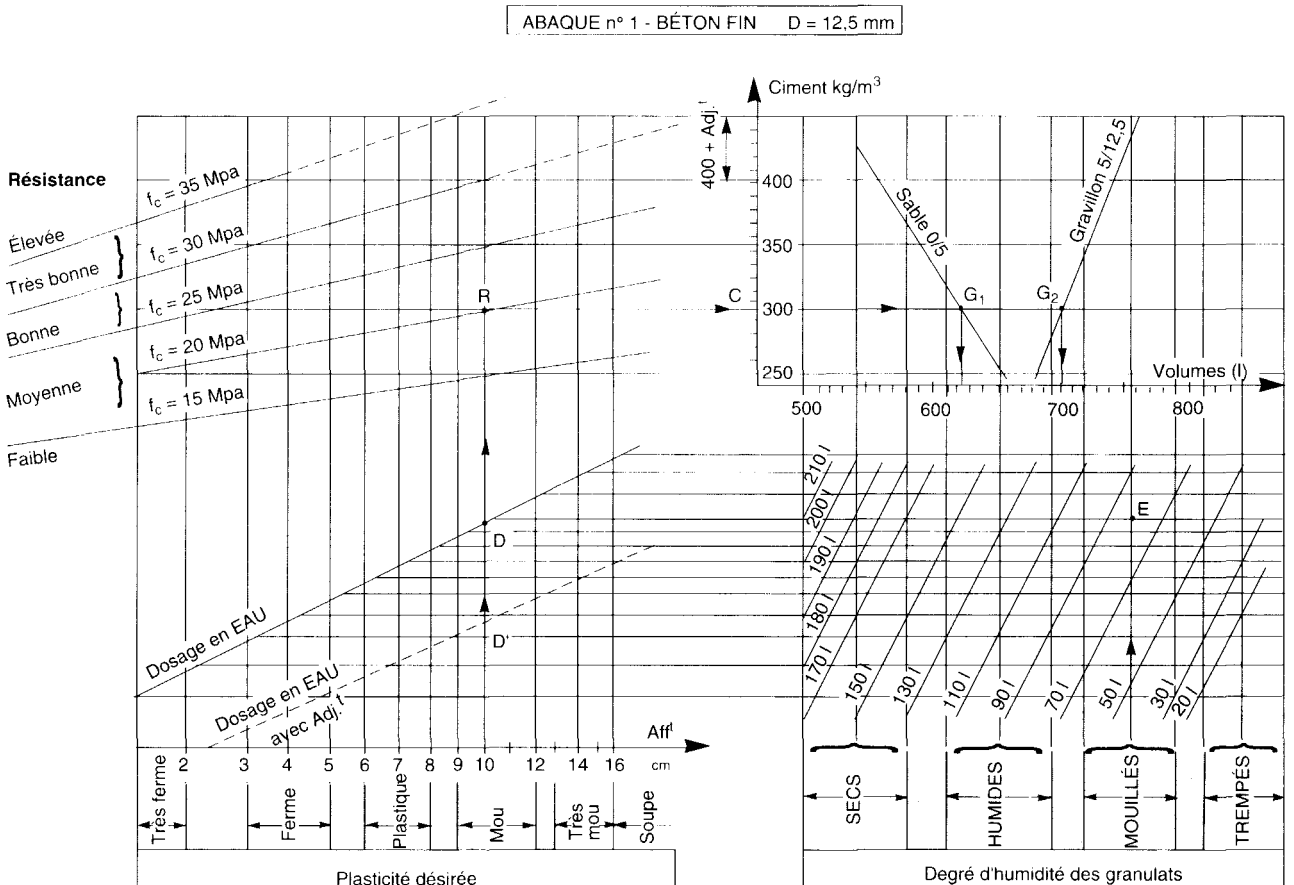
3.12.6 *Considérations sur les abaques*

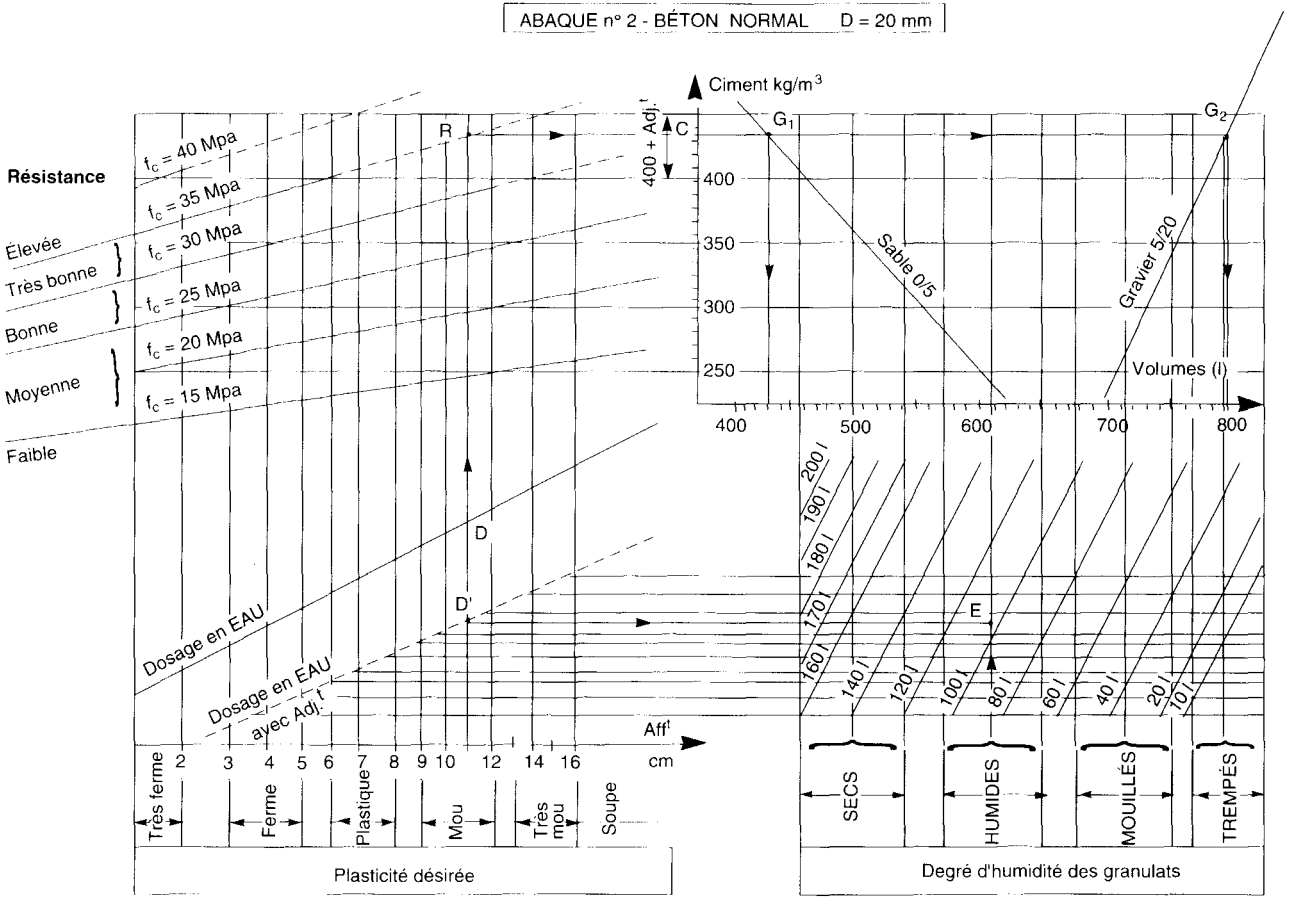
Il est facile de faire sur les abaques les constatations suivantes, qui sont dans la normale des choses en matière de composition de bétons :

- Si l'on désire augmenter la plasticité, le dosage en eau s'en trouve augmenté (pour un même degré d'humidité des granulats).
- Si le dosage en eau est augmenté (pour augmenter la plasticité), il faudra, si l'on veut conserver *la même résistance,* augmenter le dosage en ciment ; si l'on maintient le même dosage en ciment, la résistance sera plus faible.
- Si le dosage en ciment augmente, on a tendance, ce qui est normal, à mettre moins de sable et plus de gravier (et vice versa).

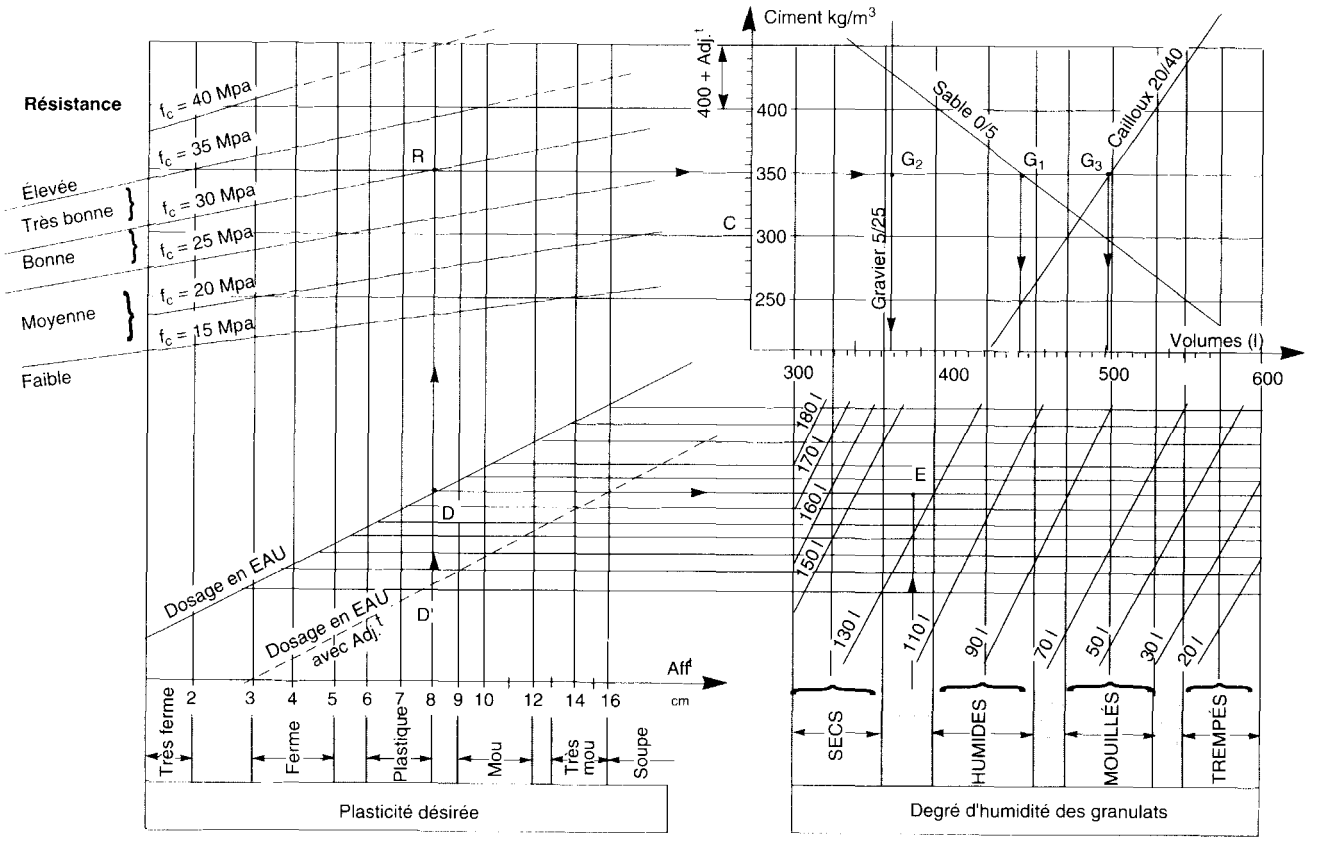
Dans le cas d'un gros béton on mettra également, dans le même cas, moins de sable et plus de cailloux, mais le dosage en gravier 5/20 reste constant.

- Si l'humidité des granulats augmente, la quantité d'eau à ajouter diminue.
- Si l'on passe d'un abaque à l'autre, on constate que, pour une plasticité équivalente et pour la même résistance, on mettra un peu moins de ciment et un peu moins d'eau si les granulats sont plus gros.


ABAQUE n° 1 - BÉTON FIN D = 12,5 mm
Résistance
Élevée
Très bonne
Bonne
Moyenne
Faible
f_c = 35 Mpa
f_c = 30 Mpa
f_c = 25 Mpa
f_c = 20 Mpa
f_c = 15 Mpa
R
D
D'
Dosage en EAU
Dosage en EAU avec Adj.t
Aff.t
2 3 4 5 6 7 8 9 10 12 14 16 cm
Très ferme
Ferme
Plastique
Mou
Très mou
Soupe
Plasticité désirée
Ciment kg/m³
400 + Adj.t
400
350
300
250
C
Sable 0/5
Gravillon 5/12,5
G1
G2
Volumes (l)
500
600
700
800
210 l
200 l
190 l
180 l
170 l
150 l
130 l
110 l
90 l
70 l
50 l
30 l
20 l
E
SECS
HUMIDES
MOUILLÉS
TREMPÉS
Degré d'humidité des granulats


ABAQUE n° 2 - BÉTON NORMAL D = 20 mm
Résistance
Élevée
Très bonne
Bonne
Moyenne
Faible
f_c = 40 Mpa
f_c = 35 Mpa
f_c = 30 Mpa
f_c = 25 Mpa
f_c = 20 Mpa
f_c = 15 Mpa
R
Ciment kg/m³
400 + Adj.t
C
G1
G2
Sable 0/5
Gravier 5/20
Volumes (l)
250
300
350
400
500
600
700
800
200 l
190 l
180 l
170 l
160 l
140 l
120 l
100 l
80 l
60 l
40 l
20 l
10 l
D
D'
E
Dosage en EAU
Dosage en EAU avec Adj.t
Afft
cm
2
3
4
5
6
7
8
9
10
12
14
16
Très ferme
Ferme
Plastique
Mou
Très mou
Soupe
Plasticité désirée
SECS
HUMIDES
MOUILLÉS
TREMPÉS
Degré d'humidité des granulats

ABAQUE n° 3 - GROS BÉTON D = 40 mm



3.12.7 *Exemples d'application*

• *Cas d'un béton fin D = 12,5 mm*

On désire :

– un béton mou (affaissement 10 cm) ;

– une résistance moyenne : 20 MPa (environ).

On suppose que les granulats sont « mouillés ».

D'après l'abaque n° 1, on trouve :

Eau (sur granulats mouillés) : 80 ℓ (environ).

Ciment (classe 32,5) : 300 kg/m^3.

Sable 0/5 mm : 625 ℓ.

Gravillons 5/16 mm : 705 ℓ.

• *Cas d'un béton normal D = 20 mm*

On désire :

– un béton très plastique (affaissement 11 cm) ;

– une résistance élevée : 35 MPa (environ).

On suppose que les granulats sont simplement « humides ».

D'après l'abaque n° 2, on trouve :

Eau (sur granulats humides) : 105 ℓ (environ).

Ciment (classe 32,5) : 400 kg/m^3 + adjt.

Sable 0/5 mm : 435 ℓ.

Gravier 5/25 mm : 795 ℓ.

• *Cas d'un gros béton D = 40 mm*

On désire :

– un béton bien plastique (affaissement 8 cm) ;

– une résistance très bonne : 30 MPa (environ).

On suppose que les granulats sont assez « secs » mais présentent tout de même une certaine humidité ; sur l'abaque n° 3, on se place sur la zone comprise entre les zones « secs » et « humides » et l'on trouve :

Eau (sur granulats « semi-humides ») : 140 ℓ (environ).
Ciment (classe 32,5) : 350 kg/m^3.
Sable 0/5 mm : 445 ℓ.
Gravier 5/25 mm : 360 ℓ.
Cailloux 20/40 mm : 500 ℓ.

3.12.8 *Emploi d'adjuvant*

Il conviendra d'employer un adjuvant (plastifiant ou superplastifiant) lorsque l'on cherchera à atteindre une résistance assez élevée tout en conservant une plasticité suffisante.

Il conviendra alors de suivre *scrupuleusement* les indications données par le fournisseur de l'adjuvant, car la réduction d'eau est variable avec le produit commercial utilisé; dans les abaques (voir exemple ci-après), la quantité d'eau ajoutée est obtenue en plaçant le point D′ sur la droite « dosage en eau avec adjuvant ». Cette valeur a été estimée en fonction de l'efficacité moyenne des adjuvants commerciaux.

3.12.9 *Caractères approximatifs de la méthode*

Evidemment l'utilisation de quelques abaques, très pratiques par leur simplicité, ne saurait résoudre tous les problèmes que pose l'étude de la composition d'un béton. Il convient, pour cela, de prendre en compte un certain nombre de données telles que :

- *Pour les granulats :* dureté, adhérence, coefficient d'aplatissement, courbe granulométrique, module de finesse des sables, pourcentage de calcaire, porosité...
- *Pour le ciment :* nature, pourcentage d'ajout, finesse de mouture et classe vraie, retrait...
- *Pour l'ouvrage à construire :* dimensions, densité du ferraillage, résistance prévue en compression et en traction, module élastique du béton, étanchéité, environnement...

Remarque : *cette méthode peut également être utilisée pour le dosage des bétons de granulats légers; les granulats légers devront être préalablement suffisamment prémouillés afin que la plasticité du béton ne disparaisse pas au cours de la mise en œuvre et le dosage de l'eau ajoutée devra être réalisé en se basant surtout sur la plasticité souhaitée (un affaissement au cône de 6 à 8 cm paraît habituellement convenable).*

Toute approximative qu'elle soit, cette méthode purement graphique et ne nécessitant aucun calcul peut être de quelque utilité pour la petite entreprise ou un artisan désireux d'adopter pour les bétons des compositions un peu mieux adaptées, dans certains cas, que celles découlant du pur empirisme ou de la routine.

Cependant, il demeure entendu que le recours à un laboratoire spécialisé reste indispensable lorsque l'ouvrage à construire ne peut admettre les approximations de cette méthode.

3.13. Tolérances sur les dosages

Voir paragraphe 5.4 du chapitre XI.

3.14. Abaque pratique de dosage des bétons courants

Sur l'abaque (fig X-23), on a porté en abscisse la plasticité désirée (en cm d'affaissement au cône d'Abrams) et en ordonnée la résistance moyenne souhaitée f_c en MPa que l'on peut évaluer approximativement à la résistance caractéristique + 20 %. Les courbes en trait plein correspondent à la classe du ciment qu'il conviendra d'utiliser (52,5 – 42,5 ou 32,5) et, entre parenthèses, le dosage à adopter en kg/m^3 de béton (300, 350, 400 ou 400 + F avec superplastifiant.) ; les courbes en tiretés correspondent au dosage en eau (à ± 5 à 10 litres) qui serait à ajuster par un essai préalable d'affaissement ; la courbe inférieure correspond à un dosage en eau avec usage d'un superplastifiant. Les dosages en eau totale sont indiqués en ordonnée à droite du graphique. Selon le dosage en ciment, on évaluera sur le tableau inférieur le dosage en volumes apparents (en litre) des granulats pour obtenir 1 m^3 de béton. Si l'on désire avoir un dosage pondéral, il suffira de multiplier le volume apparent par la densité apparente du granulat.

Par exemple : nous souhaitons une résistance moyenne f_c d'environ 30 MPa avec un affaissement de A = 7 cm. La verticale à partir de A = 7 cm et l'horizontale issue de 30 MPa se coupent en un point P qui montre que l'on pourrait adopter un dosage en ciment de 350 kg/m^3 de classe 52,5 ou un dosage de 400 kg/m^3 de classe 42,5 les 2 courbes étant très voisines. Adoptons, par exemple, 350 kg/m^3 de CPA-CEM I 52,5. La verticale issue de A = 7 cm est prolongée jusqu'à la courbe dosage en eau qui permet de lire un dosage en *eau totale* d'environ 205 ℓ/m^3. Si on avait utilisé un superplastifiant, le dosage en eau aurait dû être lu sur la courbe inférieure : eau + superplastifiant soit environ 185 ℓ/m^3. Avec 350 kg/m^3 de ciment il faudra environ 480 ℓ de sable et 765 ℓ/m^3 de gravier (en volume apparent). Si la densité apparente du sable est 1,6 et celle du gravier 1,7 il faudra pour le m^3 de béton :

sable 1,6 × 480	=	768 kg
gravier 1,7 × 765	=	1 300 kg
ciment	=	350 kg
eau totale	=	205 ℓ

Le poids du m^3 de béton serait ..... 2 623 kg.

Nous répétons une fois de plus que quelques essais seront nécessaires pour ajuster ce dosage aux spécifications désirées (chapitre X paragraphe 3.9, corrections).

Exemple réel : nous avons eu pour un grand pont, un exemple de dosage des granulats pour un béton très résistant (par m^3) :

sable 0/5 siliceux	=	652 kg
gravier 5/20 (bon granit)	=	1 264 kg.

Si l'on suppose, ce qui est très vraisemblable, des densités apparentes sèches de l'ordre de 1,5 pour le sable et 1,6 pour le gravier, on trouverait des volumes apparents secs de $\frac{652}{1,5} = 421\ \ell$ de sable et $\frac{1\,264}{1,6} = 790\ \ell$ de gravier. À remarquer que notre abaque donne 450 ℓ de sable et 785 ℓ de gravier ; ce qui équivaut à une bonne confirmation.

Le dosage en ciment était de 421 kg/m^3 avec 40 kg/m^3 de fumée de silice, ce qui a conduit à diminuer un peu le dosage en sable.

3.15 Composition volumétrique des bétons courants

Nota : le volume du sable sec (non tassé) doit être majoré de 20 % environ pour une humidité courante de 5 % environ.

Volumes apparents des Granulats (secs)

Ciment en kg/m^3	250	300	350	400
Sable 0/5 en litres	565	520	480	450
Granulats 5/12,5 à 5/40 en litres	735	750	765	785
Rapport G/S	1,30	1,45	1,60	1,75

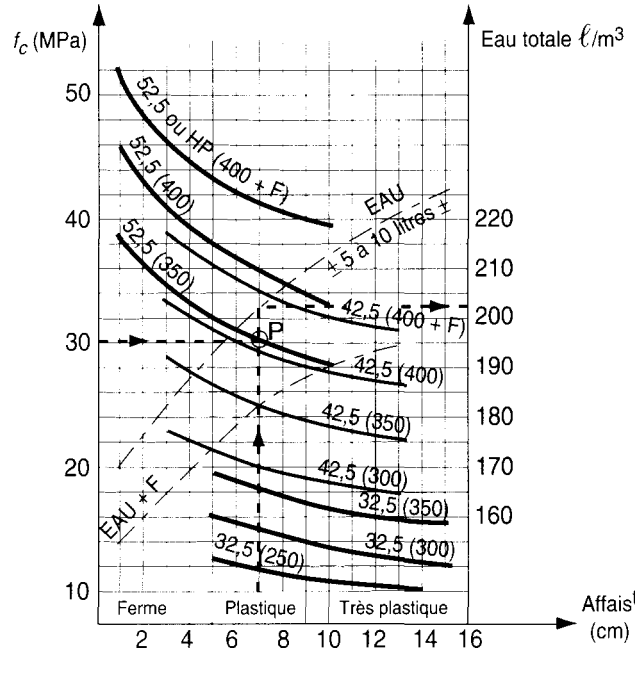


Fig X-23 – Abaque Dreux

QUATRIÈME PARTIE

FABRICATION & MISE EN ŒUVRE DES BÉTONS

Chapitre XI

FABRICATION ET TRANSPORT

1. APPROVISIONNEMENT DES MATÉRIAUX

1.1 Stockage des granulats

Sur la plupart des chantiers les granulats (sables, graviers, et cailloux) sont stockés à l'air libre, sans que cela présente des inconvénients majeurs. Il conviendra cependant d'éviter toute souillure au contact du terrain naturel qui devra, de préférence, être préalablement recouvert d'une petite couche de béton de propreté.

Par ailleurs, l'exposition aux intempéries peut faire varier dans d'importantes proportions la teneur en eau des granulats, et il conviendra d'en tenir compte pour le dosage en eau ajoutée au malaxage.

Sur quelques chantiers lorsqu'ils sont assez importants, dans les centrales à béton et dans les usines de préfabrication, les granulats sont souvent stockés en silos, ce qui présente l'avantage d'une teneur en eau plus régulière mais qui n'en exclut pas cependant le contrôle.

1.2 Stockage du ciment

Sur la plupart des chantiers courants le stockage du ciment s'effectue en sac dans une « baraque à ciment ». Il est alors essentiel que ces sacs soient à l'abri de l'humidité et isolés du sol par un caillebotis. Par ailleurs, il faut organiser l'entrée et la sortie des sacs de sorte que certains d'entre eux ne risquent pas de trop vieillir dans la couche inférieure si, par exemple, il n'y avait qu'un seul tas approvisionné et utilisé par la partie supérieure. Si plusieurs types de ciment sont utilisés sur le chantier, leurs stockages doivent être séparés pour éviter toute erreur.

Sur les chantiers importants et dans les centrales à béton, le ciment est approvisionné en silo et cela évite automatiquement un vieillissement trop important d'une partie du stock.

1.3 Approvisionnement de la bétonnière

On préconise souvent d'introduire les matériaux dans le skip de la bétonnière suivant l'ordre : gravillon, ciment, sable ; l'eau est ajoutée ensuite dans la bétonnière. Quand

c'est possible, il est recommandé d'introduire une partie des gros granulats et de l'eau et de faire faire quelques tours à la bétonnière pour nettoyer les parois de la cuve où le mortier a tendance à adhérer. Dans les malaxeurs, il est fréquent que l'on introduise d'abord le ciment et l'eau, puis le sable et enfin les gravillons.

D'après certaines recherches, il semblerait que l'on accroîtrait sensiblement les résistances du béton (en traction en particulier) en pré-enrobant le gros granulat (malaxage préalable du gros granulat avec une partie du ciment et de l'eau), le sable avec le reste du ciment et de l'eau étant introduit ensuite; toutefois de telles dispositions sont difficiles sinon impossibles à réaliser sur chantier.

2. MALAXAGE

Le malaxage des matériaux se fait, en général, à l'aide d'appareils mécaniques tels que malaxeurs et bétonnières. Leur choix est fonction de la capacité de production des appareils compte tenu de l'importance du chantier et des cadences de production ainsi que des possibilités d'obtenir des mélanges homogènes avec les bétons envisagés.

2.1 Les malaxeurs

Ils sont à axe vertical, les cuves sont fixes ou tournantes et les palettes de malaxage sont souvent animées d'un mouvement planétaire.

Les malaxeurs sont très efficaces et fournissent, dans la plupart des cas, un béton très homogène; ils permettent au chef bétonnier d'observer pendant le malaxage la plasticité du béton et de corriger le dosage en eau si nécessaire; par ailleurs, on peut y faire facilement un prélèvement de béton pour vérifier cette plasticité au cône d'Abrams, par exemple.

Ils sont mécaniquement plus complexes et par là plus chers que les bétonnières, mais ils permettent l'adaptation des systèmes de régulation du dosage en eau en fonction de la puissance consommée ou de la vitesse de rotation (pour un volume et un béton donnés).

2.2 Les bétonnières

Elles sont à axe horizontal ou incliné (celles à axe horizontal sont préférables); elles sont à cuve tournante et sur les parois intérieures sont fixées des palettes hélicoïdales assurant le brassage du mélange, et permettant la vidange par inversion du sens de rotation.

2.3 Vitesse et durée de malaxage

La vitesse de rotation de ces matériels est fonction du diamètre de la cuve; il est de l'ordre de 15 à 25 tours par minute. On admet, en général, comme vitesse optimale pour les bétonnières :

$$n \text{ (en tours par minute)} = \frac{20}{\sqrt{D}} \text{ (D en mètres)}$$

D étant le diamètre de la cuve.

La durée de malaxage doit être suffisante pour assurer une bonne homogénéité du mélange. On compte au minimum 2 à 3 minutes avec les bétonnières courantes. On préconise comme temps minimal t (en secondes) :

$$t = 90 \sqrt{D} \text{ (axe horizontal)},$$

$$t = 120 \sqrt{D} \text{ (axe incliné)}.$$

Avec les malaxeurs à axe vertical, le temps nécessaire est inférieur; cependant il convient de veiller à ce que le temps de malaxage soit suffisant pour assurer une bonne homogénéité du mélange et il ne faut pas oublier qu'un temps de malaxage trop long est moins préjudiciable qu'un temps trop court.

D'une façon générale avec les malaxeurs modernes, le temps de malaxage est de l'ordre de 1 minute ou moins, certains d'entre eux assurant un brassage énergique permettent de ramener à environ 30 secondes la durée nécessaire de malaxage, une fois introduits tous les constituants de la gâchée. Cependant, il est important de noter qu'avec des granulats petits, la durée devra être supérieure à celle nécessaire pour assurer le mélange d'une composition dont les éléments sont gros et, s'il est évident que le mélange d'un mortier demande plus de temps que celui d'un béton, on peut approximativement estimer que le temps de malaxage avec des granulats de dimensions D = 50 mm peut être près de la moitié de celui nécessaire avec des granulats D = 20 mm sans qu'il soit bien entendu possible de descendre en dessous de certaines limites. À ce sujet d'ailleurs, la norme P 18-305 sur les bétons prêts à l'emploi spécifie que la durée minimale de malaxage après introduction des constituants doit être de 35 secondes, durée portée à 55 secondes si la gâchée comporte des adjuvants ou des additions.

Dans une centrale à béton équipée d'un malaxeur de 2 m^3, le rendement peut donc être de l'ordre de 40 gâchées à l'heure.
Il faut également rappeler que la vitesse de rotation des malaxeurs ne doit pas être trop grande afin d'éviter que sous l'effet de la force centrifuge, ne se produise un début de ségrégation.

2.4 Volume des malaxeurs et bétonnières

En ce qui concerne le volume d'une bétonnière, il faut distinguer :

Vc : volume total de la cuve correspondant à ses dimensions intérieures.

Va : somme des volumes apparents des différents matériaux constituant la gâchée maximale (eau exceptée) et non encore mélangés (en général la capacité du skip est

indiquée par les fournisseurs à travers l'expression : bétonnière de 300 litres, de 500 litres, etc.).

V*b* : volume du béton frais (correspondant à V*a*) après malaxage.

Les rapports existant entre ces différents volumes sont marqués dans le tableau 11-1.

Tableau 11-1

	Malaxeurs à axe vertical	Bétonnières	
		à axe horizontal	à axe incliné
$\frac{V_a}{V_c}$	0,5 à 0,7[1]	0,4	0,7
$\frac{V_b}{V_a}$	0,70	0,70	0,70
$\frac{V_b}{V_c}$	0,3 à 0,5	0,3	0,5

(1) 0,5 pour les petits diamètres ; 0,7 pour les grands diamètres.

2.5 Tolérances sur les dosages

Enfin concernant le mélange des constituants, les normes et règlements spécifient les tolérances admissibles sur les dosages de la composition mise en œuvre afin de garantir un produit ne s'écartant pas de celui mis au point lors des études et correspondant à celui effectivement prévu.

Bien que les spécifications soient très voisines, nous indiquons cependant les tolérances en % des dosages prescrits, indiqués dans le fascicule 65 A concernant l'exécution des ouvrages de génie civil en béton armé ou précontraint dans le cadre de marchés publics de travaux, celles indiquées dans la norme et enfin celles applicables au BPE. Les très faibles écarts constatés entre ces divers documents montrent l'intérêt de bien vérifier celui auquel se réfèrent les travaux à exécuter.

2.5.1 *Fascicule 65 A*

ciment	de	+ 5 %	à	– 3 %
ensemble des granulats		+ 4		– 4
sable		+ 4		– 4
eau totale		+ 4		– 4
adjuvants		+ 5		– 5

2.5.2 *Norme P 18-325*

ciment eau granulats ensemble des granulats	± 3 %
adjuvants	± 5 %

2.5.3 *XP P 18-305*

Se reporter chapitre XI paragraphe 5.4

3. TRANSPORT

C'est essentiellement un problème de matériel et les procédés sont nombreux et divers : brouettes, wagonnets, jets de pelle, bennes, goulottes plus ou moins inclinées, pompes, air comprimé, tapis roulants. Dans le cas des bétons préparés en usine, le transport aux chantiers se fait par camions en bennes rotatives (toupies) assurant l'agitation du mélange et évitant toute ségrégation due aux chocs répétés et aux trépidations pendant le roulage. Les bennes fixes (sans agitation) sont tolérées mais pour les bétons fermes seulement, pour lesquels le risque de ségrégation est moins important.

4. POMPAGE

Le pompage du béton pour son transport sur le chantier se développe de plus en plus grâce à la mise au point d'un matériel bien adapté et à la possibilité de conduire le béton jusqu'à l'endroit précis où il doit être mis en place, en des points parfois difficilement accessibles.

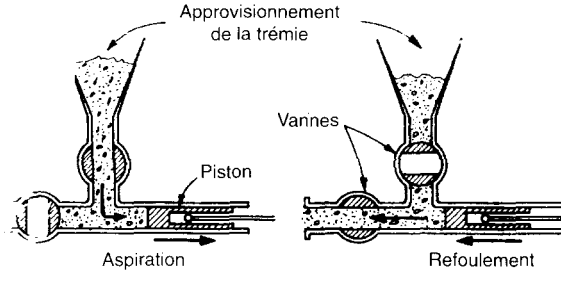


Fig. XI-1 – Schéma d'une pompe à piston.

Aujourd'hui, le pompage et la mise en place du matériel nécessaire est souvent associé avec la fourniture du béton prêt à l'emploi car il permet d'améliorer la rotation des camions par la diminution des temps d'attente sur chantier.

Les pompes : elles sont soit à piston (les plus classiques) (fig. XI-1), soit à rotor, le béton étant propulsé sous l'effet de l'écrasement d'un tuyau dans lequel il est introduit, soit pneumatique (type Placy), un certain volume de béton étant introduit dans une cuve tronconique puis propulsé dans une conduite sous la pression de l'air comprimé par un effet de chasse.

Les pompes à piston, qui représentent le type de matériel le plus généralement utilisé, ont des débits compris pour les appareils courants entre 8 et 70 m3/h allant jusqu'à 180 m3/h pour certaines d'entre elles. Elles permettent de pomper sur des distances de plusieurs centaines de mètres, par contre les pressions élevées (pouvant dépasser 10 MPa) qu'elles exercent sur le béton peuvent provoquer un essorage qu'il faut limiter par l'étude du béton.

Les pompes à rotor travaillent à basse pression, ce qui justifie leur emploi pour certains types de bétons compressibles à l'état frais, notamment ceux présentant un pourcentage élevé d'air entraîné, les bétons mousses ou cellulaires ainsi que ceux dont une partie des granulats est du polystyrène expansé.

Dans le cas des pompes pneumatiques, la pression à exercer au départ peut s'évaluer approximativement par la formule :

$$P \simeq 0{,}14\ L f + 0{,}24\ H$$

P : pression en bars ;

L : longueur de la canalisation en mètres ;

f : coefficient de frottement du béton dans la canalisation (f = 0,20 pour des tubes neufs lisses à 0,40 pour des tubes usagés rugueux).

H : hauteur de dénivellation en mètres.

Les canalisations sont en général faites de tubes d'acier comportant des éléments droits ($\ell \simeq 6$ m) et des coudes à grand rayon (2 m) de 90° et 135° : les diamètres les plus courants sont de 100, 150 mm et 200 mm. On admet en général que la dimension maximale du granulat D doit être au plus égale au 1/4 du diamètre intérieur de la canalisation et ne pas dépasser ≤ 25 mm, soit D ≤ 0,25 Ø avec D ≤ 25 m/m.

La formule suivante donne la limite d'utilisation des pompes en distance équivalente, c'est-à-dire en tenant compte des coudes et de la dénivellation :

$$L = D + 5\ H + 10\ C_1 + 5\ C_2 = 300\ m$$

avec

D : distance horizontale en mètres,

H : dénivellation en mètres,

C_1 : nombre de coudes à 90°,

C_2 : nombre de coudes à 135°.

Toutefois, les progrès accomplis, tant pour le matériel de pompage que pour les caractéristiques de pompabilité des bétons, permettent aujourd'hui des performances supérieures ; le pompage pouvant être fait sur des distances atteignant 1 000 mètres horizontalement ou 100 mètres verticalement. La formule précédente tendrait actuellement vers la forme suivante :

$$D + 3\,H + 10\,C_1 + 5\,C_2 \leqslant 350 \text{ m}.$$

Il n'en demeure pas moins qu'on doit limiter les changements de direction qui constituent autant de pertes et prévoir une partie droite d'au moins 4 m à la sortie de la pompe.

Les canalisations et la pompe doivent évidemment être vidées et soigneusement nettoyées après usage.

Le béton : pour être pompable, le béton doit présenter certaines qualités :

- avoir de préférence une courbe granulométrique continue,
- présenter une bonne cohésion et un faible ressuage,
- être bien plastique (affaissement $\geqslant$ à 10 cm), le débit étant d'ailleurs d'autant plus faible que la consistance du béton est ferme.

La composition granulaire peut être étudiée par la méthode préconisée au chapitre X mais le coefficient K (tableau 10-12 nota 2) devra être majoré de façon à augmenter le dosage en sable (+ Kp $\simeq$ + 5 à + 10).

Le sable devra de préférence être roulé et avoir un module de finesse plutôt faible (Mf $\leqslant$ 2,5) ; sa courbe granulaire sera très convenable si elle se place dans la moitié supérieure du fuseau A (fig. VI-5, chapitre VI). La norme P 18-504 précise que l'on ne doit pas utiliser de granulats dont le cœfficient d'absorption est supérieur à 3 %.

Les plastifiants et superplastifiants facilitent le pompage mais l'entraînement d'air peut être un inconvénient s'il dépasse 5 %, car il se produit alors un effet de ressort qui diminue le rendement du pompage. L'aspect doit être gras, un béton rèche n'est pas pompable.

En ce qui concerne les bétons légers, le pompage présente de grandes difficultés ; la plus importante est due à la grande possibilité d'absorption d'eau accrue considérablement par la pression de pompage d'où le choix de pompes à rotor ; le béton risque ainsi de perdre toute plasticité ce qui entraîne la formation de bouchons ; rappelons que la norme limite à 3 % l'absorption des granulats classiques.

5. BÉTONS PRÊTS À L'EMPLOI PRÉPARÉS EN USINE (B.P.E.)

La fabrication de bétons préparés en usine plus couramment appelé en « centrale à béton » et livrés prêts à l'emploi sur les chantiers est une technique courante.

Bien qu'en France, elle se soit moins rapidement développée. Actuellement cette industrie est en plein essor et la norme AF XP.P18-305 codifie les critères et les conditions de fabrication et de livraison de ce matériau. Les principales dispositions de cette norme concernent :

- la prise en compte de l'environnement avec la définition de plusieurs classes, 11 au total, dont le fournisseur doit tenir compte pour assurer une bonne durabilité au béton ;

- l'éventuelle incorporation d'additions en substitution partielle du ciment, tels que laitier, cendres volantes, fillers ou fumées de silice, capables d'apporter des garanties équivalentes vis-à-vis de la durabilité, d'où la notion, dans le dosage, de « liant équivalent » ;
- une grande précision dans la désignation des fournitures en indiquant notamment le type de béton dont il s'agit (béton pour béton non armé ou armé ou précontraint) et une amélioration des dispositions en matière de contrôle et d'essais en cours de fabrication ;
- l'établissement de spécifications précises concernant le dosage minimal en ciment, le rapport maximal E/C, la teneur maximale de produit d'addition dans le cas d'utilisation de liant équivalent ;
- l'interdiction de certaines pratiques tolérées par les premières normes comme les possibles rajouts d'eau à la livraison sur le chantier ;
- une cohérence avec la normalisation européenne ;
- une définition des tolérances concernant le dosage des constituants.

La norme distingue deux catégories de bétons :

- les bétons à caractères normalisés (BCN) qui sont des bétons désignés à la commande par leur environnement, leur destination et les caractères garantis. Le producteur conserve alors l'initiative de la composition avec néanmoins l'engagement de respecter certaines conditions tels qu'un dosage minimal en liant. Il est cependant possible au client de spécifier des caractères complémentaires tenant compte des conditions particulières au chantier ou à l'ouvrage à réaliser comme par exemple des spécifications de nature à améliorer l'évolution du durcissement ou l'aspect final des parements ou encore d'autres caractères.
- les bétons à caractères spécifiées (BCS) qui sont définis à la commande par leur composition, leur classe d'environnement, leur destination c'est-à-dire leur type de béton : NA (non armé), BA (armé) ou BP (précontraint) ainsi qu'éventuellement par des caractères particuliers autres que la résistance mécanique. Le client peut spécifier la composition et le dosage qu'il désire, le fournisseur garantissant le respect de la composition dans les limites des tolérances fixées, mais n'étant plus responsable ni de la résistance ni de la consistance.

5.1 Caractères normalisés communs aux BCN et BCS

- la nature et la classe du ciment ainsi que le type de l'addition éventuelle entrant dans la composition du béton en fonction de la classe d'environnement ;
- la granularité désignée par la dimension D du plus gros grain de leurs granulats.

En outre, suivant les classes d'environnement, s'ajoutent d'autres spécifications particulières concernant :

- la teneur minimale en air du béton frais dans le cas de protection contre le gel ;
- la nature du ciment suivant l'agressivité du milieu.

5.11 Caractères normalisés des BCN

Aux deux spécifications précédentes, s'ajoutent pour les BCN :

- la consistance mesurée par l'affaissement au cône d'Abrams, les classes de consistance proposées, au nombre de quatre, étant :

Affaissement	Classe de consistance	Désignation simplifiée	Écart toléré
– de 0 à 4 cm	béton **ferme**	F	± 1 cm
– de 5 à 9 cm	béton **plastique**	P	± 2 cm
– de 10 à 15 cm	béton **très plastique**	TP	± 3 cm
– ⩾ à 16 cm	béton **fluide**	Fl	± 3 cm

- la résistance caractéristique qui est la valeur de la résistance à la compression à 28 jours garantie pour chaque lot – définie à la commande par la lettre B suivie de la valeur de cette résistance exprimée en MPa et en général choisie parmi les classes suivantes telles qu'indiquées dans la norme NF P 18 010 :

B12 - B16 - B20 - B25 - B30 - B35 - B40 - B45 - B50.

Nota : dans le cas des BCN, le dosage en ciment laissé à l'initiative du producteur à la condition qu'il respecte les valeurs minimales du tableau 11-3 p. 300 et bien entendu qu'il assure les résistances garanties, peut cependant être augmenté à la demande du client, à titre de caractère complémentaire, s'il estime que le béton doit avoir un dosage minimal supérieur pour l'emploi particulier auquel il le destine. De même, la quantité maximale d'eau de gâchage doit respecter les valeurs du tableau 11-3.

5.12 Caractères normalisés des BCS

Aux spécifications communes précédentes, s'ajoutent le dosage en eau ou la consistance définie de la même manière que pour les BCN.

Nota : le dosage en ciment est fixé par le client, mais si un caractère particulier concerne l'environnement et le type de béton, les spécifications du tableau 11-3 doivent être respectées ; quant à la quantité d'eau efficace, elle peut être définie par la quantité nécessaire pour conférer au béton la consistance spécifiée à la commande en caractère particulier, mais si un caractère particulier concerne l'environnement et le type de béton, elle doit être conforme aux spécifications du tableau 11-3.

5.13 Désignation

Compte tenu de ce qui précède, à leur commande, les bétons selon qu'ils sont BCN ou BCS sont désignés avec l'ensemble des indications suivantes :

Pour les BCN, l'exemple ci-après résume la désignation exacte :

BCN – CPA-CEM I 42,5 + Cv – P – B 30 – 0/20 – E : 2a – NA – P 18 305 – Marque NF

avec :

BCN pour Béton à Caractères Normalisés ;

CPA-CEM I 42,5 indication du ciment utilisé dans la confection du béton ;

+ Cv	indication que des cendres volantes ont été ajoutées au ciment en tant qu'addition, l'ensemble ciment + cendres volantes constituant le liant équivalent ;
P	pour béton plastique (indication de la classe de consistance) ;
B 30	pour la classe de résistance garantie ;
0/20	pour la granularité du mélange 0/D ;
E : 2a	pour la classe d'environnement, le béton dans ce cas étant prévu pour la réalisation d'un ouvrage situé dans un environnement humide sans gel ou avec gel modéré ;
NA	pour indiquer que le béton est destiné à une partie d'ouvrage non armée ;
XP P 18-305	pour référence à la norme, impliquant l'acceptation de ses prescriptions ;
Marque NF	pour indiquer que le béton provient d'une centrale titulaire du droit d'usage de la marque.

À ces indications peuvent éventuellement s'en ajouter d'autres, juste avant la référence à la norme, tels que le type d'adjuvant incorporé ou au contraire la mention « sans adjuvant », des précisions pour une mise en œuvre particulière comme « béton destiné à être pompé »...

L'examen de ces désignations montre que la norme a, ainsi que nous l'avons signalé plus haut, introduit plusieurs notions qui conduisent à commander ou à livrer des bétons parfaitement adaptés aux ouvrages pour lesquels ils sont destinés.

Les notations concernant la consistance, la classe de résistance et la granularité ont été expliquées précédemment, en revanche la notion d'environnement qui est issue de la norme européenne et qui définit le milieu dans lequel l'ouvrage est construit, introduit la notion de risque d'agressivité et conduit à respecter des valeurs maximales ou minimales de certains constituants tels que l'eau et le liant, à spécifier la nature du liant à utiliser ou encore à fixer la valeur des résistances minimales à obtenir à 28 jours.

Pour les BCS, toutes les données précisant leur composition sont indiquées avec en plus, le cas échéant, les caractères particuliers demandés, et enfin la référence à la norme et à la marque NF de conformité si les bétons prêts à l'emploi font l'objet d'un tel droit d'usage.

5.2 Classes d'environnement

Onze classes d'environnement ont été définies, le tableau 11-2 ci-après indiquant les caractéritiques propres de chacune d'elles, tenant compte des ambiances qui leur sont particulières.

La norme XP P 18-305 donne en annexe une carte des risques de gel en France en précisant la classe d'environnement dans laquelle se situent les différents cantons, par exemple tous les cantons du département des Yvelines ou des Hauts-de-Seine sont classés 2b1 alors que dans la Manche, Saint-Malo est classé en 2a.

Tableau 11-2

Classes	Types d'environnements	Descriptif des types d'environnements
1	Sec	– Cas par exemple d'intérieurs de bâtiments d'habitation et de bureaux ou de constructions à faible taux d'humidité ne risquant pas d'entraîner des risques de condensation ou enfin de bétons extérieurs dont l'étanchéité à la pluie est assurée ;
2a	Humide sans gel ou avec gel faible, c'est à dire pas plus de 2 jours à une température < à – 5 °C	– Cas d'intérieurs de bâtiments pouvant présenter une humidité suffisamment élevée pour entraîner des risques de condensation, ou pour des parties extérieures ou en contact avec un sol non agressif et/ou de l'eau ;
2b1	Humide avec gel modéré, c'est à dire dans des conditions comprises entre les 2 états représentés par du gel faible et du gel sévère	– Cas de parties extérieures exposées à un gel modéré ou de parties en contact avec un sol non agressif et/ou de l'eau et exposées à un gel modéré, ou encore de parties intérieures avec forte humidité et exposées à un gel modéré ;
2b2	Humide avec gel sévère, c'est à dire plus de 10 jours à – 10 °C	– Cas identiques à ceux envisagés pour la classe 2b1, mais exposés à un gel sévère ;
3	Humide avec gel modéré ou sévère et emploi de produits dégivrants	– Cas des constructions exposées au gel et aux sels de déverglaçage ;
4a1	Marin immergé sans gel ou avec gel faible	– Cas des éléments complètement et en permanence immergés dans l'eau de mer ;
4a2	Marin avec marnage, sans gel ou avec gel faible	– Cas des constructions alternativement immergées et émergées dans l'eau de mer ou éclaboussées, ainsi que de celles exposées à un air saturé en sel, cas des embruns en zone côtière ;
4b	Marin avec gel modéré ou sévère	– Cas d'éléments partiellement immergés dans l'eau de mer ou éclaboussés par celle-ci et exposés au gel ainsi que des éléments exposés au gel et à un air saturé en sel ;

Classes	Types d'environnements	Descriptif des types d'environnements
5a	Faiblement agressif chimiquement	– Cas des constructions en atmosphère industrielle agressive ou placées dans un environnement de faible agressivité chimique (gaz, liquides ou solides) ;
5b	Moyennement agressif chimiquement	– Cas d'un environnement d'agressivité chimique modérée ;
5c	Fortement agressif chimiquement	– Cas d'un environnement à forte agressivité chimique (liquides, solides ou gaz).

5.3 Notion de liant équivalent

Le liant équivalent qui est précisé dans l'exemple de désignation de la livraison par l'appellation « *CPA-CEM I 42,5* + **Cv** » correspond à un liant CPA-CEM I de la classe 42,5 dans ce cas précis, auquel on a ajouté ou plus exactement substitué partiellement un certain pourcentage d'une addition normalisée, ici des cendres volantes « Cv ». Ce liant « ciment CPA-CEM I + addition » dénommé liant équivalent apporte des garanties de durabilité équivalentes à celles d'un ciment manufacturé ne comportant aucune adjonction. Insistons sur le fait que le pourcentage d'addition doit respecter des valeurs maximales définies en fonction de la nature de cette addition et des conditions d'environnement du tableau 11-2, telles que précisées dans le tableau 11-3.

Les additions A susceptibles d'être utilisées sont :

- du laitier vitrifié de haut-fourneau de classe B, désigné par..... L
- des cendres volantes de houille désignées par..... Cv
- des additions calcaires désignées par..... Fc
- des fines de silice, désignées par ..... SF
- des fillers siliceux des classes B et suivantes désignés par ..... Fs.

Il est évident que la quantité d'additions A pouvant remplacer une partie du ciment est limitée et si l'on désigne par C' la quantité de liant équivalent, on a :

$$C' = C + kA$$

expression dans laquelle : C est la quantité de ciment CPA-CEM I par m^3;

A est la quantité de l'addition se substituant partiellement au ciment :

k est un coefficient de prise en compte qui a une valeur forfaitaire fonction du type de l'addition, sa valeur étant par exemple de 0,9 dans le cas d'addition de laitier de haut-fourneau, de 0,10 dans le cas de fillers siliceux mais dépend de leur indice d'activité dans le cas des cendres volantes de houille ou encore d'autres paramètres tels que l'environnement pour les fumées de silice.

La quantité maximale d'addition est définie pour chaque classe d'environnement par le rapport :

$$\frac{A}{A + C}$$

La valeur maximale admissible de ce rapport, qui pour l'utilisateur est surtout ce qu'il doit connaître, et qui dépend de la nature de l'addition et de la classe d'environnement, est indiquée dans le tableau 11-3, dans lequel sont rappelés les différents critères à respecter dans le dosage des constituants.

5.4 Dosage des constituants

Le dosage des constituants doit être réalisé par des procédés tels que les tolérances suivantes soient effectivement respectées sur les masses dosées (ces tolérances devant être respectées par 80 % des relevés pour les valeurs indiquées dans la première colonne, la seconde colonne indiquant les valeurs à respecter pour 100 % des relevés) :

pour le liant	sur le ciment	± 2,5 %	± 5 %
	sur l'addition du liant équivalent	± 5 %	± 10 %
	sur l'ensemble ciment addition	± 2,5 %	± 5 %
pour les granulats	sur le sable, par classe	± 3 %	± 6 %
	sur le sable correcteur	± 10 %	± 20 %
	sur l'ensemble des sables	± 3 %	± 6 %
	sur les gravillons, par classe	± 3 %	± 6 %
	sur les gravillons intermédiaires	± 10 %	± 20 %
	sur l'ensemble des granulats	± 2,5 %	± 5 %
pour l'eau	sur l'eau d'apport	± 2 %	± 4 %
	sur l'eau totale	± 6 %	± 12 %
pour les adjuvants		± 5 %	
pour l'ensemble des constituants		± 2,5 %	± 5 %

(Le sable est dit correcteur si sa masse est $\leq$ à 15 % de celle de l'ensemble des sables. La même limite s'applique aux gravillons dits intermédiaires).

Le tableau 11-3 précise les quantités minimales de liant et maximales du rapport eau/liant en fonction du type de béton et de l'environnement dans lequel il est prévu.

À noter que les valeurs de teneur minimale en liant indiquées dans le tableau 11-3 sont spécifiées pour des bétons 0/20. En fonction de la dimension de « D », les dosages doivent être corrigés dans les proportions suivantes :

+ 10 %	pour	$D \leq 12{,}5$ mm
+ 5 %	pour	$D = 16$
− 5 %	pour	$D = 25$
− 10 %	pour	$D \geq 31{,}5$

Tableau 11-3

	Classes d'environnemrent										
	1	2a	$2b_1$	$2b_2$	3	$4a_1$	$4a_2$	4b	5a	5b	5c
Spécifications pour BCN & BCS											
$\mathbf{E_{eff} / (C + kA)}$ pour											
– béton non armé		0,7	0,6	0,55	0,5	0,55	0,5	0,5	0,55	0,5	0,45
– béton armé	0,65	0,6	0,6	0,55	0,5	0,55	0,5	0,5	0,55	0,5	0,45
– béton précontraint	0,6	0,6	0,55	0,55	0,5	0,55	0,5	0,5	0,55	0,5	0,45
A / (A + C) maxi											
– A = fillers calcaires	0,25	0,25	0,25	0,25	0,05	0,05	0,05	0,05	–	–	–
– A = cendres volantes	0,3	0,3	0,3	0,3	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	–
– A = laitiers moulus	0,3	0,3	0,3	0,3	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	–
– A = fumées de silice	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	01	0,1	0,03	0,03	0,03
– A = fillers siliceux	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,05	0,03	0,03	–	–	–
teneur minimale en air du béton frais en %				4	4			4			
teneur mini de ciment ou de liant équivalent											
– béton non armé	150	200	240	300	330	330	350	350	330	350	385
– béton armé	260	280	280	310	330	330	350	350	330	350	385
– béton précontraint	300	300	300	315	330	330	350	350	330	350	385
nature du ciment						PM	PM	PM	PM	ES	ES
Spécifications supplémentaires pour les BCN											
Résistance f_{ck} à 28 j.											
– béton non armé		16	20	28	32	32	35	35	32	35	40
– béton armé	22	25	25	30	32	32	35	35	32	35	40
– béton précontraint	30	30	30	30	32	32	35	35	32	35	40

Concernant la granularité, le refus au tamis la caractérisant doit être inférieure à 8 % de la masse du béton frais.

Enfin nous rappelons que l'on appelle teneur en « eau efficace », la proportion d'eau de gâchage augmentée de la proportion d'eau déjà présente à la surface des granulats considérés comme saturés à surface sèche, ainsi que de celle se trouvant dans les adjuvants et les additions.

5.5 Mélange des constituants et transport du béton

Le temps de malaxage doit être suffisant pour assurer l'homogénéisation parfaite de la totalité des constituants introduits dans le malaxeur, sans pouvoir être inférieur à 35 secondes, durée portée à 55 secondes dans le cas d'emploi d'adjuvants ou d'additions.

En cas d'introduction d'un adjuvant sur le lieu d'utilisation, par exemple d'un superfluidifiant sur le chantier, un brassage supplémentaire doit être effectué avant déchargement de la toupie, le temps de brassage étant de 1 minute par m^3 de béton, sans jamais pouvoir être inférieur à 4 minutes, durée portée à 5 minutes dans la norme.

Toute addition d'eau est interdite avant déchargement en dehors des instructions éventuelles données par la centrale, ce qui doit éviter le risque d'un rajout d'eau à la demande d'un chef de chantier.

La durée de transport, comptée depuis l'introduction du ciment dans la première gâchée jusqu'au lieu d'utilisation, doit être inférieure à 1 h 30, cette durée étant ramenée à 1 heure si le transport est effectué dans des camions bennes ne pouvant assurer le brassage du mélange, ce type de transport n'étant possible que s'il n'y a aucun risque de ségrégation et avec l'accord de l'utilisateur. Ces durées sont indiquées pour des températures ambiantes de l'ordre de 20 °C et doivent être modulées en fonction de la température réelle qui peut avoir une grande influence sur la vitesse d'évolution des propriétés du béton.

La durée cumulée du transport et de l'attente jusqu'à la fin du vidage de la toupie, doit être inférieure à 2 heures, cette durée ne devant pas dépasser 1 h 30 dans le cas de transport par camion benne (valeurs également valables pour des températures voisines de 20 °C).

À ces conditions valables pour des températures comprises entre + 5 et + 30 °C s'ajoute, lorsque la température ambiante est comprise entre 0 et + 5 °C, l'obligation que la température du béton soit supérieure à + 5 °C à son arrivée sur le chantier. Par contre, lorsque la température extérieure est inférieure à 0 °C, la température de livraison est spécifiée sur le bon de commande.

Le béton doit être protégé efficacement, en cours de transport, contre les risques d'évaporation, de délavage par temps de pluie et de ségrégation.

5.6 Résistance à la compression

La résistance à la compression du béton est obtenue par rupture à la compression d'éprouvettes dont les caractéristiques propres sont définies au chapitre XV paragraphe 1.

La résistance à la compression f_{ci} du béton d'une charge est caractérisée par la moyenne arithmétique des résistances obtenues sur trois éprouvettes au moins, confectionnées à partir d'un même prélèvement numéroté « *i* », effectué dans cette charge.

La résistance à la compression f_c du béton d'un lot donné d'une fourniture, est caractérisée par la moyenne arithmétique des résistances à la compression des *n* charges de ce lot ayant donné lieu à prélèvement et par l'écart-type « *s* » de la distribution de la résistance de ces *n* charges.

Si l'on désigne par f_{ck} la résistance caractéristique spécifiée, les résistances définies ci-dessus doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$f_c \geqslant f_{ck} + k_1 \quad (1)$$
$$f_{ci} \geqslant f_{ck} - k_2 \quad (2)$$

Les valeurs des coefficients k_1 et k_2 sont données ci-après dans les deux cas de fabrication certifiées et non certifiées.

La norme différencie pour le contrôle de la conformité de la résistance, d'une part les bétons provenant de fabrications certifiées, c'est-à-dire pour lesquelles il peut être fait état d'une marque de qualité (marque NF Béton) prévoyant un contrôle rigoureux des fabrications et une vérification de ce contrôle par un organisme indépendant, d'autre part les bétons provenant de fabrications non certifiées. Suivant le cas, les valeurs des coefficients k_1 et k_2 qui interviennent dans les formules, diffèrent pour tenir compte du risque présenté et sont données respectivement dans les tableaux 11-4 et 11-5.

Tableau 11-4

Cas des fabrications certifiées

	$f_{ck} \leqslant 30$ MPa	$f_{ck} > 30$ MPa
Ordre de distribution de f_{ck}	**$p = 0{,}10$**	**$p = 0{,}05$**
Résistance à la compression des bétons de toute charge ayant donné lieu à prélèvements dans un lot de béton : (1) $f_{ci} \geqslant f_{ck} - k_2$	$k_2 = 3{,}5$ MPa	$k_2 = 3{,}0$ MPa
Moyenne arithmétique des résistances à la compression des n charges issues d'un même lot de béton ayant donné lieu à prélèvements : (2) $f_c \geqslant f_{ck} + k_1$		
$n = 3$	$k_1 = 1{,}0$ MPa	$k_1 = 2{,}0$ MPa
$n = 6$	$k_1 = 1{,}5$ MPa	$k_1 = 3{,}0$ MPa
$n = 9$	$k_1 = 1{,}8$ MPa	$k_1 = 3{,}3$ MPa
$n = 12$	$k_1 = 2{,}0$ MPa	$k_1 = 3{,}5$ MPa

Lorsque l'essai de contrôle à la livraison d'un lot de béton porte sur un nombre n de charges tel que $n \geqslant 15$, les relations (1) et (2) ci-dessus doivent être remplacées respectivement par les suivantes :

$$f_{ci} \geqslant f_{ck} - 4{,}0 \text{ MPa} \qquad f_c \geqslant f_{ck} + \lambda \, s$$

avec s = écart-type de la distribution de la résistance des n charges contrôlées

et $\lambda = 0{,}85$ pour $f_{ck} \leqslant 30$ MPa $\qquad \lambda = 1{,}2$ pour $f_{ck} > 30$ MPa.

Tableau 11-5
Cas des fabrications non certifiées

	$f_{ck} \leq 30$ MPa	$f_{ck} > 30$ MPa
Ordre de distribution de f_{ck}	**$p = 0{,}10$**	**$p = 0{,}05$**
Résistance à la compression des bétons de toute charge ayant donné lieu à prélèvements dans un lot de béton : (1) $f_{ci} \geq f_{ck} - k_2$	$k_2 = 1{,}0$ MPa	$k_2 = 0$ MPa
Moyenne arithmétique des résistances à la compression des n charges issues d'un même lot de béton ayant donné lieu à prélèvements : (2) $f_c \geq f_{ck} + k_1$		
$n = 3$	$k_1 = 4{,}0$ MPa	$k_1 = 6{,}0$ MPa
$n = 6$	$k_1 = 3{,}5$ MPa	$k_1 = 5{,}5$ MPa
$n = 9$	$k_1 = 3{,}2$ MPa	$k_1 = 5{,}2$ MPa
$n = 12$	$k_1 = 3{,}0$ MPa	$k_1 = 5{,}0$ MPa

Lorsque l'essai de contrôle à la livraison d'un lot de béton porte sur un nombre n de charges tel que $n > 15$, les relations (1) et (2) ci-dessus doivent être remplacées respectivement par les suivantes :

$$f_{ci} \geq f_{ck} - 1 \text{ MPa} \qquad f_c \geq f_{ck} + \lambda \, s$$

avec s = écart-type de la distribution de la résistance des n charges contrôlées

et $\lambda = 1{,}3$ pour $f_{ck} \leq 30$ MPa $\qquad \lambda = 1{,}9$ pour $f_{ck} > 30$ MPa.

5.7 Bétons chauds

Certaines centrales sont équipées pour la fourniture de bétons chauds obtenus par gâchage à l'eau chaude et éventuellement par réchauffage préalable des granulats. Ces bétons chauds sont utilisés en hiver car ils permettent de bétonner à des températures assez basses qui, dans le cas de bétons non chauffés, interdiraient de poursuivre le bétonnage *(voir chapitre XII, paragraphe 8, bétonnage par temps froid).*

5.8 Attribution de la marque NF

L'autorisation d'apposer la marque de conformité NF sur les pièces écrites accompagnant les livraisons de bétons à caractéristiques normalisées est subordonnée à l'octroi d'une licence par la Commission d'Estampillage des bétons préparés en usine. L'entreprise s'engage alors, sous sa propre responsabilité, à respecter la norme NF P 18-305 et le règlement d'attribution de la marque NF.

5.9 Bons de livraison

Les bons de livraison, numérotés, doivent être établis au moins en deux exemplaires. Ils doivent comporter toutes les indications relatives à la commande ainsi qu'aux horaires de fabrication et de mise à disposition sur le chantier, afin qu'il ne puisse subsister aucune ambiguïté dans le cas d'un litige ultérieur. À cette fin, les bons comportent :

- l'identification de l'usine productrice ;
- le numéro de série du bon ;
- la date de livraison ;
- la quantité de béton livrée ;
- le nom de l'acheteur et la localisation du chantier ;
- l'identification et l'heure de chargement du camion à la centrale ;
- l'heure de mise à disposition sur le chantier et l'heure limite contractuelle de fin de mise en œuvre (en principe cette heure limite correspond à l'heure d'introduction de la 1re gâchée augmentée de 2 heures) ;

Pour les BCN (bétons à propriétés spécifiées) :

- la désignation du béton avec l'ensemble des indications décrites précédemment relatives à :
  - la nature et la classe de ciment avec éventuellement la nature de l'addition entrant dans la constitution du liant équivalent ;
  - la consistance garantie ;
  - la résistance caractéristique garantie ;
  - la granularité garantie ;
  - la référence à la classe d'environnement et au type de béton ;
  - la référence à la norme et indication, s'il y a lieu, de la conformité à la marque NF ;
  - éventuellement la nature de l'adjuvant, soit en clair, soit par un symbole, la nature de l'addition complémentaire éventuelle, les autres caractères garantis acceptés à la commande et, si le client le demande, la composition du mélange.

Pour les BCS (bétons à composition prescrite – c'est-à-dire composition, classe de consistance...) :

- l'ensemble des données de la commande ;
- la référence à la classe d'environnement ;
- la référence à la norme.

Les bons de livraison avant d'être signés, doivent être complétés de l'heure d'arrivée sur le chantier, de celle du début du déchargement et le cas échéant des autres additions apportées au béton au moment de la livraison, à la demande de l'utilisateur.

Le respect de ces consignes permet d'éviter bien des litiges ultérieurs et nous ne saurions trop insister sur leur importance.

Chapitre XII

MISE EN ŒUVRE

1. GÉNÉRALITÉS

Avant de commencer le bétonnage d'une pièce, le responsable devra vérifier le coffrage (dimensions, solidité, étanchéité, propreté, humidification des parois à l'eau ou enduction d'huile de démoulage) et s'assurer que la distance des armatures aux parois est *partout* respectée. Il établira préalablement un plan de bétonnage en fonction des dimensions et des formes de la pièce, du débit de la bétonnière, des joints de reprise à respecter, des dispositions du ferraillage, etc.

Si le ferraillage est dense et surtout si la hauteur est importante, il convient de prévoir des goulottes permettant de conduire le béton jusqu'en fond de moule et éviter ainsi qu'il ne « cascade » à travers les armatures, car on ne retrouve alors que du gravier en fond de moule ; c'est une des plus fréquentes et des plus graves causes de la ségrégation ; dans ce cas, il est souhaitable que la possibilité de passage des goulottes ait été prévue par le projeteur lui-même lorsqu'il a dessiné le ferraillage.

Si la plasticité du béton n'est pas constante, comme cela arrive parfois malheureusement en raison des difficultés d'un dosage précis de l'eau, un coup d'œil sur le béton dans la benne permettra au chef de chantier d'apprécier sa plasticité et lui évitera de déverser une gâchée accidentellement trop sèche, dans un coin où l'effet de paroi serait particulièrement important et de provoquer ainsi, dans le ferraillage très dense, un engorgement du béton auquel il sera difficile de remédier.

Dans certains cas (fonds de poutres très ferraillées, par exemple) il vaut mieux, plutôt que de courir ce risque, confectionner quelques gâchées spéciales plus plastiques. Les gâchées trop sèches (si toutefois elles restent acceptables) seront réservées aux parties hautes moins ferraillées, ou aux dalles de compression ; ceci suppose évidemment que le plan d'avancement du bétonnage ait prévu cette éventualité. Cependant il reste évident qu'il est préférable d'obtenir une plasticité constante et bien adaptée aux conditions de bétonnage.

2. VIBRATION

La vibration est le moyen le plus couramment utilisé pour assurer la mise en place du béton dans les coffrages. Elle a pour effet de liquéfier le béton autour de la zone

d'action du vibrateur ce qui réduit considérablement les frottements internes des grains constituant le béton et permet un parfait remplissage des moules.

Ainsi sous l'effet de la vibration, le béton d'une part est conduit dans les moindres recoins du coffrage, d'autre part son serrage est optimisé d'où un accroissement de sa compacité et, par voie de conséquence, une amélioration de ses caractéristiques mécaniques et de sa durabilité.

On distingue :

- la vibration externe réalisée au moyen de vibrateurs de coffrage, fixés sur les coffrages qui doivent être solides, rigides et suffisamment lourds pour transmettre la vibration de façon homogène évitant la formation de nœuds et de ventres. Pouvant être entraînés électriquement avec des fréquences de l'ordre de 3 000 à 6 000, ou pneumatiquement avec des fréquences courantes généralement plus élevées, comprises entre 10 000 et 15 000, leur emploi est en principe réservé pour la mise en place de bétons de voiles, de poutres, en préfabrication..., les épaisseurs des pièces devant être limitées, la profondeur du béton intéressé par ce type de vibration ne dépassant pratiquement pas 25 cm ;
- la vibration interne ou pervibration, réalisée à l'aide d'aiguilles vibrantes introduites dans la masse de béton frais. Les aiguilles vibrantes sont constituées d'un tube métallique à l'intérieur duquel une masselotte excentrée tourne à très grande vitesse produisant la vibration. Les aiguilles vibrantes peuvent être électriques, pneumatiques ou thermiques entraînées, dans ce dernier cas, par un petit moteur indépendant à essence, les fréquences usuelles des aiguilles étant comprises entre 10 000 et 20 000 périodes.

  Les diamètres les plus courants sont compris entre 25 et 100 mm, toutefois il existe des aiguilles plus grosses jusqu'à 150 mm. Le choix du diamètre dépend de plusieurs paramètres :

  - tout d'abord celui relatif au volume total de béton à mettre en œuvre ;
  - ensuite, sur le plan technique, ceux relatifs à la dimension maximale des granulats et à la densité du ferraillage, l'aiguille devant pouvoir passer entre les armatures ;
  - enfin, sur un plan pratique, il faut rappeler que plus le diamètre d'une aiguille est important, plus son poids l'est également et donc moins elle est facilement manœuvrable.

  On peut estimer qu'au delà de 70 mm de diamètre, les aiguilles sont plus spécialement réservées à des volumes importants, supérieurs à 10 m^3, et ceci pour des granulométries d'au moins 25 mm ; les aiguilles de 50 mm sont pratiquement les plus couramment utilisées sur les chantiers de bâtiment. Par ailleurs il faut noter que le rayon d'action est fonction du diamètre de l'aiguille ; il est de l'ordre de 10 cm pour une aiguille de 25 mm, de 20 à 30 cm pour une aiguille de 50 mm et de près de 50 cm pour une aiguille de 100 mm, ces rayons d'action n'étant que des ordres de grandeur qui dépendent notamment de la plasticité du béton, de la dimension des granulats et des caractéristiques propres de l'aiguille, telles sa fréquence et son amplitude.

- La vibration superficielle qui s'exécute au moyen de vibrateurs de surface, telles les règles vibrantes, les taloches vibrantes, et qui est plus spécialement réservée aux dallages, aux chaussées, à certains panneaux préfabriqués et d'une façon plus générale aux surfaces importantes d'épaisseur de l'ordre de 15 à 20 cm.

  L'énergie d'un vibrateur dépend de plusieurs facteurs : la masse du balourd, l'excentricité de cette masse, la vitesse de rotation. Plus ces valeurs sont élevées pour un type de vibrateur, plus l'efficacité de l'appareil est grande.

  De cela, il résulte que la vibration est d'autant plus efficace que la fréquence est élevée, toutefois la fréquence optimale dépend de la dimension des granulats. Les fréquences basses mettent en vibration les gros grains, les fréquences élevées mettent en vibration les grains les plus fins, la norme P 18-504 indique pour les bétons de masse des fréquences de vibration de 1 500 à 8 000 et pour les bétons courants des fréquences supérieures jusqu'à 15 000.

  Concernant l'amplitude, il faut signaler que des valeurs élevées dans un appareil risquent de provoquer la ségrégation en particulier dans des bétons à forte plasticité.

La durée de vibration doit être suffisante pour assurer le serrage du béton mais ne doit pas être prolongée au delà du temps nécessaire sous peine de provoquer un début de ségrégation. En effet la vibration agit très rapidement et efficacement dès qu'elle entre en action pour atteindre un palier-limite, après quoi, l'air étant expulsé et les granulats serrés, non seulement le prolongement de cette action n'améliore plus le résultat mais a un effet négatif, la laitance remontant en surface et les éléments les plus gros se ségrégant et cela d'autant plus rapidement que la plasticité du béton est plus grande.

Pratiquement la vibration peut être estimée suffisante et ne devant plus être prolongée lorsque :

- le béton ne tasse plus ;
- le dégagement de bulles d'air s'arrête ;
- la laitance commence à apparaître en surface ;
- le bruit émis par le vibrateur se stabilise.

Par ailleurs pour assurer un travail correct, il est nécessaire de respecter un certain nombre de précautions, pour ne pas dire de règles :

- déplacer le vibrateur, de points en points, distants les uns des autres d'environ 6 à 8 fois le diamètre de l'aiguille, soit environ tous les 30 à 40 cm pour une aiguille de Ø 50 mm ;
- vibrer le béton par couches d'épaisseur de 40 à 50 cm au maximum dans le cas de vibration à l'aiguille ; lors de mise en place à l'aide de règle vibrante ou de taloche, dans le cas de dallages, l'épaisseur des couches serrées par vibration superficielle doit être limitée à 20 cm pour les bétons peu ou non armés et à 15 cm pour les bétons armés (article 74.2 fascicule 65 A) ;
- lorsque l'élément vibré comporte plusieurs couches, faire pénétrer l'aiguille sur environ 10 cm dans la couche sous-jacente ;
- ne pas incliner l'aiguille à plus de 45° par rapport à la verticale ;

- ne jamais bloquer l'aiguille contre les armatures, comme cela se voit d'ailleurs fréquemment sur les chantiers ;
- retirer lentement l'aiguille pour éviter de créer des cheminées de mortier et de laitance.

Il convient de toute manière de ne pas oublier que si le temps de vibration est insuffisant, le béton risque d'être mal serré, donc d'avoir une mauvaise compacité et des résistances moindres avec, du point de vue esthétique, des parements présentant des nids de cailloux et des poches d'air. Par contre si le temps de vibration a été prolongé au delà du palier-limite, on risque de provoquer une ségrégation interne, les éléments les plus lourds tendant à descendre, alors qu'inversement l'eau remonte en surface entraînant le ciment, d'où apparition de laitance. Ce risque est particulièrement important dans le cas des bétons lourds avec emploi de granulats tels riblons, barytine, minerai de fer, et inversement dans le cas de bétons de granulats légers où ce sont les graviers qui ont alors tendance à remonter.

À la suite des essais entrepris pour standardiser la durée de vibration des éprouvettes, en fonction de la plasticité du béton, il a été possible de mettre au point des formules pratiques permettant d'évaluer approximativement le temps total maximal de vibration nécessaire pour obtenir le serrage optimal d'une pièce en béton. L'application de ces formules permet de déduire le nombre de vibrateurs qu'il faut approvisionner sur un chantier compte tenu du volume à mettre en place dans un temps imparti, et par conséquent de pouvoir cadencer avec précision les livraisons par toupie et d'éviter les incidents résultant d'une insuffisance d'appareils.

Le tableau 12-1 ci-après donne la formule empirique permettant d'évaluer le temps total T de vibration en fonction des paramètres en présence.

Tableau 12-1

Calcul du temps total de vibration des pièces en béton armé ou non.
(Évaluation approximative correspondant à une vibration *énergique*.)

$$T = \frac{25}{\varnothing}\left(\frac{100}{A+5} + G\right)\left(\frac{V}{10} + 2{,}5\right)F .$$

T = temps total de vibration effective en secondes ;
Ø = diamètre de l'aiguille pervibrante ;
A = affaissement au cône, en centimètres ;
V = volume en litres de de la pièce (pour un volume V > 25 litres).

G : coefficient granulaire		
Gravier	**Sable**	**G**
Roulé	Roulé	1
Concassé	Roulé	3
Concassé	Concassé	5

F : coefficient de ferraillage	
Ferraillage	**F**
Très dense	1,50
Dense	1,35
Normal	1,20
Faible	1,10
Béton non ferraillé	1

L'intérêt de cette formule est de permettre d'évaluer, en fonction des paramètres essentiels, le temps global maximal de vibration nécessaire ; cette évaluation bien qu'approximative n'en reste pas moins utile pour pouvoir prévoir un ordre de grandeur.

À titre d'exemple, nous allons répondre à la question suivante :

Combien faut-il prévoir de pervibrateurs Ø 50 mm pour le bétonnage d'un ouvrage normalement ferraillé (F = 1,20), bétonné à la cadence de 20 m^3/h avec un béton plastique présentant un affaissement moyen de 7 cm et confectionné avec des granulats roulés (G = 1) ?

On aura :

$$T = \frac{25}{50}\left(\frac{100}{7+5}+1\right)\left(\frac{20\,000}{10}+2,5\right)\times 1,20\,;$$

d'où :

$$T = 11\ 100 \text{ secondes.}$$

C'est le temps total de vibration *effective* nécessaire. Si l'on considère qu'un pervibrateur ne travaille *effectivement* que pendant 2/3 du temps que dure le bétonnage, compte tenu des arrêts, des attentes de béton, de changement de position, etc., le temps de vibration effective d'un pervibrateur est de l'ordre de $\frac{2}{3}\times 3\,600 = 2\,400$ secondes.

Pour assurer un temps total de 11 100 secondes par heure, il faudra donc $\frac{11\,100}{2\,400} = 4,8$ pervibrateurs. On en prévoira 5 et de préférence 6 pour le cas de panne de l'un d'eux.

À titre indicatif pour la vibration interne, une aiguille par 2 ou 3 m^3 de béton à mettre en place à l'heure, non compris l'aiguille ou les aiguilles de rechange, paraît un minimum.

Cette indication correspond à l'application de la formule précédente en prenant pour les différents paramètres des valeurs moyennes courantes :

Ø = 40 mm ; A = 6 cm ; G = 3 ; F = 1,2

V = 2 500 l et un coefficient 2/3 de travail effectif.

Si l'on admet que le coefficient granulaire G peut être fixé en valeur moyenne à 3, la formule peut se simplifier :

$$\boxed{T = \frac{350 \cdot V \cdot F}{Ø(A+5)}}$$

Les paramètres ayant la même signification que précédemment.

Il est cependant d'autres procédés de serrage et compactage du béton ; certains sont peu efficaces comme le piquage et le damage ; d'autres le sont d'avantage comme la centrifugation (tuyaux centrifugés) ou le vacuum concrete (aspiration par le vide).

3. SÉGRÉGATION

C'est un phénomène inhérent à l'hétérogénéité du béton qui se trouve soumis à différentes manipulations telles que malaxage, transport, chute dans les coffrages à travers les ferraillages, vibration, etc. Il en résulte que les éléments constituant le béton ont tendance à se séparer les uns des autres, à se « ségréger » en fonction de leur grosseur ou de leur densité.

Ce phénomène peut engendrer de graves défauts tels que porosités, nids de graviers mal enrobés, ou, à l'inverse, excès de mortier et d'eau. Ces défauts ne compromettent pas seulement l'esthétique par des parements défectueux que l'on est contraint de ragréer tant bien que mal, mais également la durabilité de l'ouvrage car les bétons ségrégés sont plus sensibles à l'action des eaux agressives, du gel et des intempéries et protègent mal les armatures contre la corrosion. Il sera donc essentiel sur le chantier de détecter, avant que le mal ne soit fait, toute cause de ségrégation et d'y remédier dans toute la mesure du possible.

Le laboratoire du C.E.S. a défini un indice de ségrégation concernant un prélèvement de béton plus ou moins ségrégé : c'est le rapport entre la richesse en mortier $\frac{M}{M+G}$ de l'échantillon prélevé et de la richesse en mortier $\frac{M_0}{M_0+G_0}$ de la composition connue du béton c'est-à-dire du mélange théorique :

$$I = \text{Indice de ségrégation} = \frac{\dfrac{M}{M+G}}{\dfrac{M_0}{M_0+G_0}};$$

avec :

M = masse du mortier (sable + ciment + eau) de l'échantillon.

G = masse du gravier de l'échantillon.

M_0 = masse du mortier (sable + ciment + eau) de la composition.

G_0 = masse du gravier de la composition.

$M_0 + G_0$ et $M + G$ sont respectivement les masses d'un certain volume de béton avant et après ségrégation.

- Un indice de valeur unité correspondrait à une absence de ségrégation, le mélange étant resté semblable à lui-même : $I = 1$;
- un indice supérieur à l'unité correspond à une ségrégation par enrichissement en mortier (dans le prélèvement) : $I > 1$;
- un indice inférieur correspond à une ségrégation par appauvrissement en mortier : $I < 1$.

Selon les cas, l'indice de ségrégation peut varier de 0,70 à 1,30 ; il semble, étant donné que cet inconvénient ne peut pas être toujours complètement éliminé, qu'une valeur comprise entre 0,9 et 1,10 peut être admissible selon le cas.

4. JOINTS DE REPRISE

Lorsqu'une pièce ne peut, de par ses dimensions, être coulée en une seule fois, il conviendra de prévoir des joints de reprise sans les laisser se former au hasard de l'avancement du bétonnage ou d'une fin de journée.

Les joints de reprise ne doivent pas se présenter suivant des surfaces plus ou moins informes, mais suivant des plans disposés en principe normalement à la direction des contraintes.

Dans les volumes importants, on évitera les trop grands plans de reprise dits « coups de sabre » en les répartissant en plusieurs plans en escaliers ou en chicanes (ou les deux à la fois).

Les plans verticaux de reprises seront réalisés à l'aide de coffrages provisoires qui pourront ne pas être bien réglés. On peut également employer un grillage à mailles fines soutenu par un treillis rigide ou quelques planches. Le grillage reste noyé dans la masse et on obtient ainsi une surface rugueuse présentant un bon accrochage. Mais dans ce cas, il faut éviter de couler contre le grillage un béton trop mou ou pauvre en gros granulats, et s'abstenir de vibrer trop près et trop longtemps. Il faut ensuite, immédiatement après sa prise, faire sauter la laitance qui se sera accumulée au pied du grillage à travers lequel elle se sera écoulée.

Les plans horizontaux ou dont l'inclinaison permet de bétonner « en talus » ne devront pas présenter de surfaces trop lisses, ce qui est souvent le cas par suite de ressuage du mortier à la vibration. On pourra, lorsque la prise commence à peine, piquer la surface en y créant ainsi des petits alvéoles. À défaut, il conviendra, avant d'exécuter la reprise, de repiquer la surface plus ou moins durcie.

Avant bétonnage, les plans de reprise doivent être mouillés, puis autant que possible, soufflés à l'air comprimé pour nettoyage et évacuation de l'eau stagnante (dans les alvéoles ou les flaches).

En parement, le joint de reprise (qu'il soit vertical, horizontal ou incliné) ne devra pas se présenter suivant une ligne plus ou moins sinueuse, mais suivant des tracés bien rectilignes. Pour cela, on peut placer contre le coffrage, en fin de bétonnage une petite baguette arrêtant nettement le béton sur quelques centimètres d'épaisseur.

La ou les premières gâchées de reprise pourront être enrichies en mortier (moins de gros granulats à la bétonnière) surtout si le béton prévu a un coefficient $\frac{\text{gravier}}{\text{sable}}$ élevé $\left(\frac{G}{S}\right.$ nettement supérieur à $\left.2\right)$ ou s'il est peu dosé en ciment, ou encore si l'effet de paroi est important. Il est contre-indiqué de couler préalablement sur le joint une barbotine de ciment (ciment + eau).

5. PAREMENTS

Si les qualités de résistance mécanique du béton sont primordiales, ce sont des qualités qui restent cachées et ne sont connues et appréciées que par quelques initiés. En revanche, l'aspect extérieur du matériau, le « parement », restera exposé pour des

années à l'œil plus ou moins connaisseur d'une foule d'observateurs et en définitive, c'est sur cette qualité du « parement » que sera jugée, pas toujours à tort, la qualité de l'ouvrage.

Il arrive fréquemment que le béton armé ou non, soit revêtu d'un enduit (ciment ou plâtre). C'est là un palliatif, un cache-misère, conséquence d'un manque de confiance dans les qualités du matériau « béton ».

Dans bien des cas, le parement de béton brut ou travaillé permettra des effets architecturaux très satisfaisants mettant en valeur la noblesse du matériau.

Les possibilités, en matière de parements, sont infinies et c'est un domaine où les architectes peuvent donner libre cours à leur imagination et à leur goût dans la recherche de l'esthétique en fonction du caractère d'un ouvrage.

5.1 Facteurs divers

On peut, en effet, faire varier de nombreux facteurs :

- qualité, couleur et dosage du ciment, utilisation de pigments ou de colorants ;
- nature, grosseur, couleur des granulats (éventuellement mélanges divers) ;
- procédés de mise en œuvre : bétonnage en place, plaques préfabriquées, incorporation de granulats spéciaux en parement, traitement de surface.

5.2 Cas des bétons de grande masse

Ils sont souvent à gros granulats et faiblement dosés en ciment et risquent de donner des parements imparfaits et mal adaptés à un travail de parementage ultérieur. Dans ce cas, il est recommandé de couler en parement un béton fin (granulats plus petits, dosage plus élevé du ciment, choix quant à sa couleur). On opère à l'aide d'une tôle de séparation que l'on déplace verticalement au fur et à mesure du bétonnage (fig. XII-1). Le béton fin est composé de façon à être bien adapté au traitement de surface que l'on a choisi pour le parement.

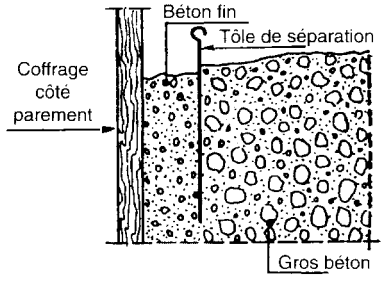


Fig. XII-1 – Confection d'un parement en béton fin pour un ouvrage massif en gros béton.

5.3 Traitements de surface

De ces traitements très nombreux et divers, nous ne citerons ici que les principaux.

5.31 *Béton brut*

Contrairement à ce que l'on pense, on peut obtenir de très beaux parements en béton brut. Cela dépend beaucoup de la qualité des coffrages qui doivent être lisses, bien assemblés et bien jointifs. On peut obtenir certains effets architecturaux en ne craignant pas de laisser apparaître le dessin des planches de coffrage qui aura alors été étudié préalablement. Les parements en béton brut sont en général les plus étanches.

5.32 *Béton éclaté*

Il sera travaillé en surface à la pointrôle pneumatique : il présente un aspect grossier convenant à des masses importantes.

5.33 *Béton bouchardé*

Il sera travaillé en surface à la boucharde plus ou moins fine (4, 9, 16 ou 25 dents). Il montre un aspect plus ou moins fin selon le nombre de dents de l'outil et la dureté du granulat. Ce travail, comme pour le béton éclaté, doit être exécuté sur béton bien durci, c'est-à-dire âgé d'au moins 28 jours, sinon on risque de déchausser les granulats et de compromettre l'étanchéité du parement.

5.34 *Béton lavé*

L'opération se fait à l'eau et à la brosse assez douce pour ne pas déchausser les granulats ; le béton doit avoir à peine commencé sa prise, c'est-à-dire qu'elle doit démarrer de 3 à 5 heures après bétonnage. Cette opération qui met les granulats à nu, a pour conséquence de les soumettre aux intempéries sur une partie de leur périphérie d'où la nécessité d'exclure l'emploi de ceux qui sont gélifs ainsi que de ceux dont le coefficient d'applatissement est élevé (> 30), en raison du risque de descellement possible présenté par des gravillons plats donc ancrés peu profondément dans le béton. Pour éviter que l'opération de lavage ne soit effectuée à un très jeune âge (quelques heures) et ne provoque le déchaussement des granulats proches de la surface avec ses conséquences sur la durabilité du béton, on applique fréquemment un produit retardateur de prise sur la peau du coffrage, à condition qu'il n'attaque pas le matériau constitutif du coffrage, dont l'effet est de retarder le début de prise sur une profondeur de 5 à 10 mm environ, et de permettre ainsi d'effectuer le lavage sur une pièce dont le béton à cœur a déjà une résistance non négligeable.

5.35 *Béton sablé*

L'opération consiste à projeter, à l'air comprimé, un jet de sable qui décape la surface, faisant apparaître le granulat qui aura été choisi en conséquence. Pour que l'opération soit rapide et que le granulat ne risque pas d'être altéré par le sablage, il faut opérer sur béton très jeune, environ de 2 à 4 jours après coulage. À noter que le sablage, lorsqu'il est effectué à sec, nécessite la protection des ouvriers en raison des risques de silicose.

5.4 Quelques remarques importantes

Pour obtenir des parements de bonne qualité, nous signalerons quelques points particuliers d'ordre général :

- les qualités de finition et surtout d'étanchéité du coffrage sont essentielles ;
- les qualités du béton qu'il faudra particulièrement soigner sont : un dosage suffisant en mortier, une plasticité bien adaptée aux moyens de mise en œuvre, une homogénéité bien constante (éviter toute ségrégation du béton mis directement en parement).

Il conviendra de soigner particulièrement les reprises de bétonnage qui, malheureusement, apparaissent toujours plus ou moins, sauf si on les fait coïncider avec un décrochement dans le parement, quitte à créer des faux joints en creux si l'architecte le permet.

Il ne faut pas compter sur un traitement de surface (bouchardage ou autres) pour effacer des défauts de bétonnage (ségrégation, reprises, pertes de laitance, ragréages, etc.).

En cas de défaut nécessitant un ragréage, il ne faut pas employer un mortier trop richement dosé qui laisserait une tache plus sombre (cela se voit trop souvent malheureusement). Il convient de faire quelques essais pour trouver le dosage en ciment qui donnera au mortier une fois sec, la couleur la plus voisine de celle du béton ; on emploiera bien entendu le même sable (tamisé s'il est trop grossier) et le même ciment que pour le béton.

6. CURE DU BÉTON

Dès le début de prise sur les surfaces nues et aussitôt après décoffrage sur les autres, le béton doit être protégé de la dessication surtout par temps chaud, ensoleillé et sec.

On peut utiliser pour cela du sable humide, ou mieux des sacs maintenus constamment mouillés.

On peut également utiliser des produits de cure dont nous avons fait mention au chapitre VIII paragraphe 2.9 (adjuvants divers).

L'absence de cure est souvent une cause de fissuration.

Différents textes officiels normatifs ou autres donnent des indications sur les durées minimales d'application de la cure ; nous n'indiquons ci-après que les dispositions spécifiées dans le fascicule 65 A et dans la norme P.18-325.

Le fascicule 65 A spécifie que la cure par humidification ou arrosage ne doit pas être utilisée par temps de gel ; par ailleurs lorsqu'elle est réalisée par mise en place de bâches étanches maintenues en permanence, ces dernières doivent, soit assurer un contact complet avec le béton, soit laisser un vide d'air continu de façon que le traitement soit homogène.

La durée minimale de cure, qui est fonction des conditions ambiantes, de la classe de résistance du béton et de la température, est précisée dans le tableau ci-après :

Conditions ambiantes	**classe 1**			**classe 2**			**classe 3**		
durcissement du béton	**rapide**	**moyen**	**lent**	**rapide**	**moyen**	**lent**	**rapide**	**moyen**	**lent**
Durée en jours pour $T > 10$ °C	0	1	1	1	2	4	1	4	5
5 °C $\leq T \leq 10$ °C	1	2	2	2	4	8	2	8	10
$T < 5$ °C	À défaut de protection isotherme, la cure est maintenue tant que la température reste inférieure à + 5° C, ensuite on applique les durées indiquées dans les cases correspondant aux différents cas énumérés ci-dessus.								

- Concernant les classes, leurs caractéristiques propres sont les suivantes :
  - la classe 1 correspond à des bétons à l'abri du soleil et du vent avec une humidité relative de l'air au moins égale à 80 % ;
  - la classe 2 correspond à tous les cas autres que ceux des classes 1 et 3 ;
  - la classe 3 correspond à une humidité relative de l'air inférieure à 50 %, à un fort ensoleillement ou à un vent fort, c'est-à-dire dont la vitesse en régime soutenu dépasse environ 30 Km/ h.
- Quant au durcissement du béton, fonction de la classe du ciment, il est estimé comme suit :
  - rapide : ciments CPA-CEM I et CPJ-CEM II des classes 42,5 R – 52,5 – 52,5 R ;
  - moyen : ciments CPJ-CEM II des classes 32,5 et 42,5 ;
  - lent : ciments CHF-CEM III – CLK-CEM III – CPZ-CEM IV – CLC-CEM V.

Par ailleurs la norme P 18-325 donne les indications suivantes sur la durée de la cure :

Évolution Rc du béton	**rapide**			**moyenne**			**lente**		
Températures du béton au-dessus de	**5°**	**10°**	**15°**	**5°**	**10°**	**15°**	**5°**	**10°**	**15°**
Durée en jours dans le cas où le béton n'est pas exposé au soleil et avec : humidité de l'air > 80 %	2	2	1	3	3	2	3	3	2
Durée pour un béton exposé à un soleil modéré, un vent moyen et avec : hygrométrie de l'air > 50 %	4	3	2	6	4	3	8	5	4
Durée pour un béton exposé à un soleil ardent ou à un vent fort ou avec une hygrométrie de l'air < 50 %	4	3	2	8	6	5	10	8	5

En outre pour les CEM II, CEM III et CEM IV, il peut être parfois nécessaire de prévoir des durées supérieures.

Les tableaux ci-dessus indiquent des durées minimales et il est capital d'insister sur la nécessité absolue d'une protection du béton contre tout risque de dessiccation et l'intérêt, chaque fois que cela est possible, de dépasser ces durées.

7. COLLAGE DU BÉTON

Le collage du béton se présente principalement sous deux aspects différents :

a) coller entre elles deux parties de béton préalablement durcies ;

b) assurer la bonne adhérence d'un béton frais sur un béton ancien.

Ce deuxième cas est le plus fréquent en pratique : réparation de pièces cassées, dégradées, usées ou fissurées et renforcement.

On trouve actuellement sur le marché un assez grand nombre de colles à béton qui peuvent être classées en quatre catégories :

- colles à base de silicates : elles ne donnent que des résultats médiocres ;
- colles à base de résines thermoplastiques en émulsion : elles se présentent la plupart du temps sous forme de liquide blanc laiteux épais (émulsion d'acétate de polyvinyle par exemple) ; elles donnent d'assez bons résultats mais elles sont sensibles à l'humidité ce qui restreint beaucoup leur emploi ;
- colles à base de résines polyesters : elles se présentent sous la forme d'un liquide auquel on ajoute, au moment de l'emploi, un catalyseur qui assure le durcissement de la résine. Elles sont sensibles à l'eau mais elles donnent de bons résultats pour le collage des bétons secs préalablement durcis ;
- colles à base de résine époxy : comme pour les précédents, ce produit est vendu sous deux formes différentes que l'on mélange au moment de l'emploi : le durcisseur et la résine proprement dite chargée ou non d'une farine minérale inerte destinée à augmenter l'épaisseur du film appliqué sur les surfaces à coller.

Les colles à base de résine epoxy sont d'un prix de revient assez élevé mais donnent en général de très bons résultats, en particulier pour le collage d'un béton frais sur un béton durci. Dans les essais du C.E.B.T.P. les ruptures en traction se sont produites, dans plus de la moitié des cas, en dehors de la zone de collage.

Les colles époxy contenant du thiokol (caoutchouc synthétique) sont intéressantes car ce produit diminue la fragilité du collage et améliore souvent la résistance à l'eau.

8. BÉTONNAGE PAR TEMPS FROID

Nous avons déjà livré dans le paragraphe 1.1 du chapitre IV quelques considérations sur le choix du ciment pour bétonnage par temps froid. Ici nous donnerons seulement quelques conseils propres à l'exécution.

L'action du froid sur le béton frais ralentit, voire stoppe le processus de prise, et transforme en glace l'eau de gâchage, provoquant une expansion de son volume avec formation, à l'intérieur, d'un gradient thermique créant une migration de l'eau vers les surfaces froides d'où formation de lentilles de glace. Sur le béton jeune, il agit sur le processus de durcissement en le ralentissant et provoque des désordres dus à la formation de fissures internes si ses caractéristiques mécaniques n'ont pas atteint une valeur minimale estimée à 5 MPa.

Les dispositions à prendre consistent donc à permettre au béton d'atteindre une résistance suffisante, donc au minimum de 5 MPa, pour résister aux effets du gel.

Sur le plan pratique, il faudra placer un ou plusieurs thermomètres (à maxima minima si possible) à proximité de l'ouvrage, sur sa partie exposée, et noter l'évolution de la température T. Les valeurs de T, dont il est fait mention ci-après, sont les températures minimales à craindre pendant la prise du béton.

Si $T > + 5$ °C, il n'est pas nécessaire de prendre de précautions particulières.

Si $0\ °C \leqslant T \leqslant + 5\ °C$ les précautions élémentaires à adopter sont les suivantes :

- s'assurer que les granulats ne sont pas gelés ;
- éviter l'emploi de ciment trop faiblement exothermique et les faibles dosages ;
- prévoir un accélérateur de prise ;
- éviter l'excès d'eau de gâchage.

Si $T < 0$ °C, il convient de prendre des précautions spéciales qui sont rappelées dans la norme P 18-504 :

- stocker les granulats sous abri légèrement chauffé (braseros) ou réchauffer les tas par injection de vapeur à la lance ;
- employer un ciment exothermique à durcissement rapide (CPA-CEM I classes 42,5 R – 52,5 ou 52,5 R ou éventuellement Fondu) et assez richement dosé :

  au minimum 250 kg/m^3 pour $D \geqslant 100$ mm,
  au minimum 300 kg/m^3 pour $D \geqslant 50$ mm,
  au minimum 350 kg/m^3 pour $D \geqslant 25$ mm,
  au minimum 400 kg/m^3 pour $D \geqslant 15$ mm.

D étant la dimension du plus gros granulat :

- employer un accélérateur de prise et de durcissement afin que le béton puisse acquérir rapidement une résistance de 5 MPa indispensable pour le mettre hors gel ;
- doser l'eau au minimum compatible avec la plasticité recherchée $\left(\frac{E}{C} < 0{,}5\right)$;
- employer un superplastifiant et un entraîneur d'air (certains adjuvants, sont composés et jouent le triple rôle d'accélérateur de prise, de superplastifiant, et d'entraîneur d'air) ;
- préchauffer l'eau de gâchage (elle peut être à 70 °C au maximum à son arrivée dans la bétonnière) :

- éviter les longs transports, les attentes avant mise en œuvre, les longues goulottes ;
- abriter la bétonnière du froid ;
- employer des coffrages en bois assez épais ou mieux, isothermes à double paroi ; les coffrages métalliques minces devront être obligatoirement calorifugés, les précautions à prendre sur les coffrages étant d'autant plus grandes que les pièces sont moins épaisses ;
- éliminer impérativement la neige ou la glace des coffrages et des armatures ;
- protéger efficacement les surfaces nues du béton dès la fin de bétonnage (bâches, paillassons, planches de couverture), et ne pas hésiter à repiquer assez profondément les reprises s'il y a lieu.

En appliquant la majeure partie de ces précautions, on peut bétonner sans danger jusqu'à T = – 5 °C. Pour des températures comprises entre – 5 °C et – 10 °C, il faut appliquer ces précautions dans leur ensemble, mais au-dessous de – 10 °C, il sera prudent d'arrêter tout bétonnage, sauf en masse importante bien calorifugée, que l'on pourra encore bétonner entre – 10 °C et – 15 °C, en appliquant scrupuleusement toutes les précautions prévues. Pour déterminer l'époque du décoffrage, il ne faut pas tenir compte des jours où la température a été inférieure à + 5 °C (sauf justifications).

On peut dire que pour élever la température du béton de 1 °C, les solutions peuvent consister soit :

– à élever la température de l'eau de 5 °C ;
– à élever la température de l'ensemble des granulats de 1,5 °C ;
– à disposer d'un ciment fraîchement broyé, chaque palier de 10° permettant d'augmenter la température finale du béton de 1 °C, la livraison d'un ciment à 60 °C (température maximale) permettant d'élever de 4 °C la température du béton.

Connaissant la température de chacun des constituants, il est possible d'estimer la température T du béton :

$$T = \frac{0{,}2\,(CTc + GTg) + ETe}{0{,}2\,(C + G) + E}$$

en désignant par E le poids de l'eau
C le poids de ciment
G le poids des granulats
Te la température de l'eau
Tg la température des granulats
Tc la température du ciment.

Par ailleurs, le béton subissant des pertes thermiques de la sortie du malaxeur à son arrivée sur le chantier, on peut les estimer à partir de la formule :

$$P = k\,(Tb - Ta)\,D$$

en désignant par P la chute de température en °C
Tb la température du béton en °C
Ta la température ambiante en °C

D la durée du transport en heure

k coefficient égal à 010 dans le cas d'un camion bâché
0,20 dans le cas d'un benne ouverte
0,25 dans le cas d'un camion malaxeur.

En période de gel, il conviendra plus que jamais d'exécuter des prélèvements de contrôle et de les conserver sur ou à côté de l'ouvrage et sous le même traitement (calorifugeage des moules, protection des éprouvettes décoffrées, etc., conformément aux prescriptions concernant les essais d'information). Ces éprouvettes seront très utiles en cas de doute sur le gel du béton ou pour déterminer dans quelle mesure le durcissement aura été retardé par le froid et si certaines opérations (décoffrage, mise en précontrainte, manutention, etc.) peuvent être entreprises comme prévu ou dans quelle mesure elles doivent être éventuellement retardées.

9. BÉTONNAGE PAR TEMPS CHAUD

Les désordres provoqués par un temps sec et chaud, bien que moins connus et apparents que ceux provoqués par le gel, n'en demeurent pas moins réels. Le problème a été abordé au chapitre IV paragraphe 1.2, dans lequel ont été indiqués les types de ciment à utiliser pour les bétonnages par temps chaud.

La chaleur provoque sur le béton frais une perte rapide de l'ouvrabilité et une diminution du temps de prise.

À titre comparatif, pour un slump de 4 cm à 20 °C, après 10 minutes d'attente, le même béton présentera un slump de 3 cm à 28° et de 2 cm à 34°.

Sur le béton en cours de durcissement, la chaleur augmente la vitesse de réaction d'hydratation et par voie de conséquence accélère la montée en résistance au jeune âge, par contre les résistances à long terme peuvent être moindres et ce d'autant que l'accroissement initial aura été très rapide. Peut s'ajouter au fait que l'on observe des résistances finales parfois plus faibles le fait que par temps chaud, pour assurer une maniabilité suffisante si l'ensemble des constituants du béton sont eux-mêmes chauds, le dosage en eau risque de devoir être plus important. La fissuration risque d'être plus importante si des dispositions ne sont pas prises immédiatement après bétonnage pour éviter la dessiccation superficielle d'où hydratation insuffisante qui est également cause de porosité et par conséquent de moindre durabilité.

Aussi une chaleur supérieure à 25 °C peut donc avoir une triple action :

- elle accélère la prise et le durcissement ;
- elle favorise l'évaporation de l'eau de gâchage provoquant ainsi un retrait important et accéléré, tout en privant le béton d'une partie de son eau d'hydratation nécessaire ;
- elle accentue les effets du retrait thermique découlant du refroidissement ultérieur.

En ce qui concerne l'exécution, les précautions à prendre répondent à deux nécessités essentielles :

- éviter le départ rapide de l'eau de gâchage ;
- maintenir le béton à une température modérée.

À cet effet plusieurs dispositions complémentaires peuvent être envisagées :

- utiliser des ciments à faible chaleur d'hydratation, d'où éviter les classes élevées et proscrire les sous-classes « R » ainsi que précisé chapitre IV paragraphe 1.2 ;
- utiliser de l'eau refroidie ou de la glace en paillettes lorsque la température du béton au moment de sa mise en œuvre est susceptible de dépasser 30 °C ;
- utiliser dans certains cas un retardateur ;
- réduire au strict minimum le délai entre la fabrication et la mise en œuvre ;
- éventuellement bétonner la nuit ou tout au moins aux heures les moins chaudes.

En outre il conviendra de porter des soins tout particuliers à la cure du béton par arrosage, pulvérisation, curing..., protection nécessaire quelles que soient les conditions d'ambiance extérieure.

Les vides favorisant la dessiccation, le compactage du béton doit être particulièrement soigné.

10. BÉTONNAGE SOUS L'EAU

Le problème ne se pose qu'en ce qui concerne la mise en œuvre, car le durcissement du béton sous l'eau ne pose pas de problème particulier puisque le maintien d'une hydratation maximale dispense de la cure nécessaire à l'air et que la pression (lorsque le béton est à une certaine profondeur) a pour conséquence une compacité accrue. Toutefois, lorsque le béton frais se trouve dans une zone où l'eau est en mouvement (courants ou vagues), il convient de prendre des dispositions pour éviter le délavage du béton et l'entraînement du mortier. Le vrai problème est la mise en place du béton ; il va de soi qu'il est absolument nécessaire d'éviter tout délavage du béton. C'est pourquoi un certain nombre de procédés brevetés ont été imaginés : l'idée maîtresse consiste à conduire le béton dans le fond de la partie à bétonner par l'intermédiaire d'une goulotte spécialement équipée, évitant au béton, dans son cheminement, tout contact avec l'eau (fig. XII-2) ; le bulbe de béton ainsi constitué au pied de la goulotte est alimenté à « cœur » et grossit progressivement, remplissant ainsi l'espace à bétonner généralement délimité par un coffrage sous l'eau. Seule la partie supérieure du béton se délave un peu au contact de l'eau ; il convient alors de l'éliminer ensuite au marteau-piqueur après assèchement ou par un travail au scaphandrier ou à l'homme-grenouille. Pendant l'opération de bétonnage, il faut continuellement contrôler la hauteur du béton dans le fond et dans la goulotte, ainsi que la longueur dont elle pénètre dans la masse du béton afin d'éviter une brusque descente du béton dans la goulotte et une rentrée d'eau qui interromprait l'opération ; par ailleurs au fur et à mesure que la masse du béton augmente et s'élève dans le coffrage la goulotte doit être relevée progressivement.

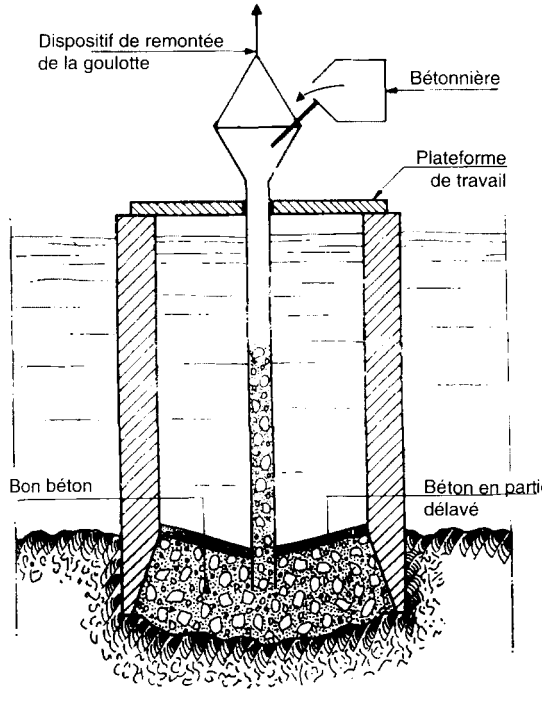


Fig. XII-2 – Bétonnage sous l'eau du fond d'un caisson à l'aide d'une goulotte que l'on peut remonter au fur et à mesure du bétonnage.

Une autre méthode éventuellement utilisée est la méthode du béton « colcrete ». Ici le gros granulat est mis en place et régalé dans le coffrage. Le mortier est ensuite injecté sous pression par des tubes à rainures à partir du fond de la masse. Les tubes sont progressivement relevés au fur et à mesure que le mortier remplit les vides entre les gros granulats (fig. XII-3). Le béton colcrete présente certains avantages pour la construction des ouvrages sous l'eau. Là encore, il faut veiller à ce que l'extrémité de la lance d'injection se maintienne dans la partie injectée de mortier, condition essentielle pour qu'il n'y ait pas délavage de ce mortier.

Toutefois ces techniques ont tendance à être remplacées de plus en plus par des procédés récents utilisant des bétons additionnés d'additifs type colloïde ou adjuvant anti-délavage à base de fumées de silice qui, du fait de la présence de particules ultrafines, forment avec l'eau de gâchage une pâte visqueuse cohérente. Il est ainsi possible d'éviter la séparation des éléments fins, fines du sable et ciment, du squelette cailloux, ce qui permet, sans précautions particulières, de bétonner sous l'eau sans crainte de délavage.

Le principe consiste donc à réaliser, soit sur le chantier, soit en centrale de BPE, des bétons ayant une très bonne cohésion et une grande fluidité, qualités apparemment contradictoires, tout en résistant à la ségrégation et au ressuage, d'où l'adjonction d'un superplastifiant qui permet d'obtenir la fluidité tout en maintenant un rapport E/C de l'ordre de 0,35, et d'un agent colloïdale assurant la cohésion.

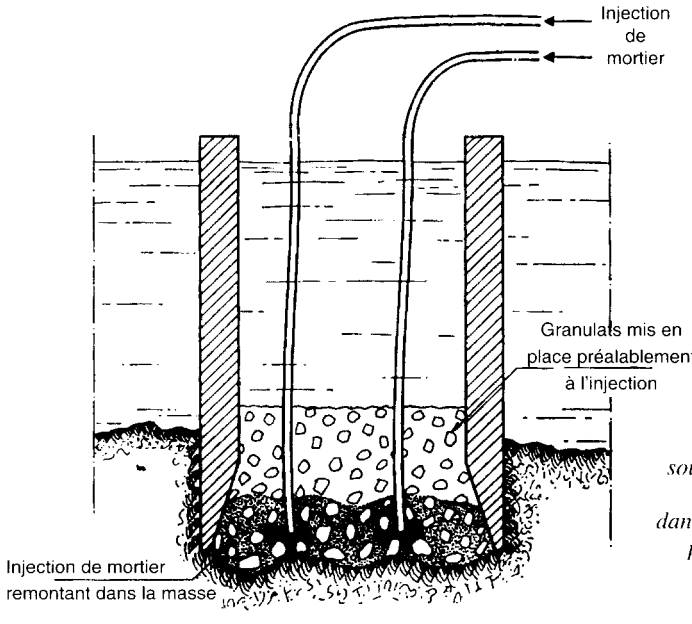


Fig. XII-3 – Bétonnage sous l'eau du fond d'un caisson par injection de mortier dans une masse de gros granulats préalablement mis en place (béton Colcrete).

Les agents colloïdaux utilisés sont des polymères, soit naturels, soit semi-synthétiques, soit synthétiques.

Dans certains cas de bétonnage susceptibles de durer plusieurs heures, il peut être nécessaire d'ajouter un retardateur de prise, à moins d'utiliser un superplastifiant ayant comme fonction secondaire cette propriété.

Du fait de leur grande plasticité, l'affaissement au cône d'Abrams doit être d'au moins 18 à 20 cm, voire même plus pour les bétons devant remplir des volumes d'accès difficile. Ils peuvent être pompés ou déversés directement en talus sous l'eau; leur serrage se faisant sous l'effet de leur propre poids. Leurs caractéristiques mécaniques sont du même ordre de grandeur que celles obtenues avec les bétons classiques.

Les principales précautions à prendre consistent à :

- prévoir des coffrages étanches pour éviter les pertes de béton;
- amener le béton jusqu'au coffrage sans le laisser tomber en chute libre;
- ne pas vibrer ou manipuler le béton après qu'il ait été déposé dans le coffrage.

Sur le plan économique, leur prix de revient est certes supérieur à celui des bétons traditionnels, mais les économies réalisées sur la mise en œuvre évitant les sujétions qui s'y rapportent pour des résultats risquant d'être moins performants, les rendent très compétitifs. En effet les autres procédés, malgré les précautions et soins apportés lors de la mise en place du béton, ne peuvent empêcher une certaine dilution du

ciment, alors que la perte d'éléments fins avec ces produits est pratiquement négligeable et que le remplissage de tout le volume à bétonner, du fait de la fluidité, est complètement assuré.

Cette même technique avec incorporation d'agents colloïdaux est également utilisée pour la réalisation de bétons autonivelants pour lesquels l'affaissement au cône d'Abrams est d'au moins 22 cm, et qui présentent le très grand intérêt de pouvoir être mis en œuvre sans vibration. Cette caractéristique peut être recherchée dans certains domaines comme la construction de dallages, les renforcements ou réparations d'ouvrages qui nécessitent des bétonnages dans des endroits difficiles d'accès, pour le bon remplissage de coffrages compliqués. Leurs caractéristiques mécaniques sont bonnes, généralement supérieures à 40 MPa, et ils présentent une excellente durabilité.

11. BÉTONNAGE À LA MER

D'une manière générale, il faut considérer l'action de la mer sous deux aspects ; l'aspect dynamique des vagues dégénérant parfois en tempête, et l'action corrosive de la salinité tant sur le béton lui-même que sur les armatures plus gravement encore. Par conséquent les ouvrages devront être conçus avec une large réserve de résistance et de dimensionnement ; ainsi au barrage de la Rance, dans les pièces en béton armé, afin d'éviter toute fissuration, la contrainte des aciers a été limitée à 100 MPa et la contrainte de traction du béton à 2,5 MPa. Il faut construire massif et éviter les parois minces et les poutres grêles. Les armatures doivent être bien protégées par une couverture de béton d'épaisseur suffisante et de bonne compacité obtenue grâce à une composition granulaire bien étudiée, afin d'éviter au maximum perméabilité et capillarité. Les matériaux doivent être de qualité satisfaisante et le dosage en ciment suffisant ; le BAEL 91 spécifie une couverture des armatures d'au moins 5 cm (à majorer même, si l'on n'est pas assuré que cette distance minimale sera *en tout point* rigoureusement respectée) et un dosage en ciment C supérieur ou égal à $\frac{700}{\sqrt[5]{D}}$. En ce qui concerne le béton, ce sont surtout les sulfates contenus dans l'eau de mer qui risquent de provoquer sa dégradation par formation de sel de Candlot par action sur l'aluminate tricalcique du ciment. C'est pourquoi il convient de n'employer qu'un ciment de qualité « prise de mer » (voir chapitre IV paragraphes 2.1.2 et 2.1.3).

Les arêtes vives et les sommets étant particulièrement vulnérables à l'action de la mer, on chanfreinera ou arrondira les angles. À la mise en œuvre il faudra soigneusement éviter toute ségrégation et tout excès d'eau accentuant la porosité et le retrait ; il faudra de préférence employer un béton plastique mais pas trop mou et dont le serrage sera réalisé par une bonne vibration organisée et surveillée. Il a été constaté que le béton situé constamment au-dessous des basses eaux est rarement endommagé. C'est le béton situé dans la zone de marnage qui risque le plus de se détériorer, il est en effet soumis à l'ascension capillaire de l'eau dans les pores du béton où elle chemine alternativement à chaque marée, avec alternance d'humidification et de séchage. C'est également la zone où l'action dynamique des vagues se fait le plus

sentir. Ainsi dans les pays froids l'action du gel à ce niveau peut être catastrophique et l'utilisation d'entraîneur d'air dans la confection du béton prend une importance primordiale.

Il faut conserver au béton l'intégrité de sa « peau » c'est-à-dire de son parement de moulage, et s'abstenir de tout traitement de surface par bouchardage, sablage ou lavage. Par ailleurs, il faut s'efforcer d'effectuer un bétonnage continu afin d'éviter les joints de reprise et leurs inconvénients quant à l'étanchéité. Si de tels joints sont inévitables, on pourra les réaliser avec une rainure en creux sur le parement et colmater ensuite cette rainure avec un mortier à base de résine époxy ou de thiokol (fig. XII-4).

En définitive, la qualité du travail opportunément contrôlé et constamment surveillé sera la meilleure garantie de bonne résistance et de durabilité des ouvrages à la mer. Rappelons également que les ciments Fondu ou Prompt conviennent pour de tels travaux.

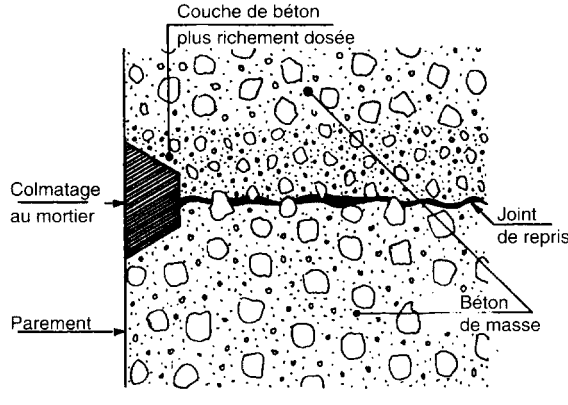


Fig. XII-4 – Colmatage d'un joint de reprise.

CINQUIÈME PARTIE

BÉTONS SPÉCIAUX & NORMALISATION

Chapitre XIII

BÉTONS SPÉCIAUX

1. BÉTONS À HAUTES PERFORMANCES

L'additif au fascicule 65 A définit les « bétons à hautes performances » BHP comme présentant une résistance caractéristique à la compression à 28 jours (f_{c28}) supérieure à 50 MPa et un rapport pondéral E/C inférieur à 0,40.

Lorsque les résistances sont supérieures à 80 MPa. les bétons sont dits à « très hautes performances », ou « très résistants » BTR.

Leurs principales propriétés sont :

- sur béton frais, une maniabilité accrue ;
- sur béton durci :
  - une augmentation des caractéristiques mécaniques (compression, traction, module d'élasticité) tant aux jeunes âges qu'à terme ;
  - une plus grande imperméabilité à l'air et à l'eau, due à une compacité plus élevée ;
  - une plus grande résistance aux agents agressifs d'où une meilleure durabilité ;
  - une plus grande résistance à l'abrasion ;
  - une meilleure tenue aux cycles de gel/dégel.

Ces propriétés ne peuvent être obtenues que grâce à plusieurs dispositions simultanées concernant :

- les granulats qui doivent être de très bonne qualité, la résistance du béton pouvant être limitée par celle des granulats eux-mêmes ;
- l'emploi d'adjuvants spécifiques, notamment des superfluidifiants réducteurs d'eau ainsi que des fumées de silice, ces dernières s'avérant indispensables dès que la résistance recherchée est supérieure à 80 MPa ;
- l'emploi de ciments de classes élevées (52,5 MPa) à des dosages généralement compris entre 400 et 450 kg/m^3.

Concernant les techniques de fabrication et de mise en œuvre de ces bétons, l'additif au fascicule 65 A indique dans les commentaires que la durée de malaxage doit être généralement prolongée par rapport à celle des bétons courants.

1.1 Fumée de silice

- Au cours des dernières années, on a commencé à utiliser dans la composition des bétons de la fumée de silice (silice micronique ou micro-silice) pour produire des bétons à haute résistance. Il s'agit d'un sous-produit de l'industrie du silicium (alliages et notamment ferrosilicium) récupéré dans les fumées émises par les fours électriques de fabrication des produits ; le composant principal est le dioxyde de silicium (SiO_2) ; cette « fumée de silice » se présente sous la forme d'une poudre plus ou moins grisâtre et extrêmement fine dont les grains sont environ 100 fois plus petits que ceux du ciment (ce qui la rend extrêmement volatile), leur diamètre moyen étant d'environ 0,1 micron. Leur surface spécifique est de l'ordre de 200 à 250 000 cm^2/g, leur masse volumique absolue étant comprise entre 2100 à 2300 pour les fumées de silice de classe A, c'est-à-dire dont le pourcentage de SiO_2 est > 85 et celui de $CaO < 1,2$, et comprise entre 2 100 et 2 400 pour celles de classe B pour lesquelles le pourcentage de SiO_2 est compris entre 70 et 85 et celui de CaO voisin de 20.
- La production en est relativement très limitée (elle est de l'ordre de 40 000 t en France) et il est nécessaire de s'assurer de la qualité du produit, dont l'incidence sur les caractéristiques finales du béton est importante.
- La fumée de silice peut être utilisée par introduction directe dans le mélangeur mais compte tenu de sa volatilité la majorité des producteurs l'a soit densifiée, soit incorporée à un autre adjuvant (superplastifiant) soit encore, en ce qui concerne les cimentiers, introduite directement dans le ciment, cas du CPJ-CEM III A (D).

1.2 Composition des bétons

- Les règles de composition des bétons sont pratiquement les mêmes et l'on peut considérer que la quantité de micro-silices ajoutée n'augmente pas sensiblement le volume de béton dont la densité se trouve par suite augmentée ; en effet, grâce à son extrême finesse elle s'insère dans les petits vides entre les grains fins du sable et du ciment ; il en résulte une meilleure compacité et une plus faible porosité, mais cet arrangement de particules très fines n'est possible que grâce à l'ajout d'un superplastifiant puissant.
- Avec l'utilisation de fumée de silice et d'un adjuvant superplastifiant puissant, la quantité d'eau nécessaire est paradoxalement plus faible ; on pourrait, en effet, penser qu'au contraire un complément d'eau soit nécessaire pour « mouiller » la très grande surface spécifique des micro-sphères de silice ; mais l'eau n'ayant plus à occuper les vides entre les grains de ciment (eau interstitielle), le rapport E/C peut tomber à des valeurs proches de 0,25.
- En ce qui concerne le mélange granulaire gravier/sable, il peut rester dans des proportions analogues à celles des bétons usuels.
- La proportion de fumée de silice est de l'ordre de 5 à 10 % du poids du ciment et le dosage en ciment (classe 52,5 ou 52,5 R) ne dépasse que rarement 450 kg/m^3. D'une façon générale l'ajout de fumée de silice est très voisin de 6 % mais ne doit pas dépasser 10 %, les avantages espérés risquant d'être moindres et par contre les difficultés de mise en œuvre étant accrues. Cette limite de 10% correspond

d'ailleurs au pourcentage maximal prévu lorsque les fumées de silice sont incorporées aux ciments, comme constituant secondaire, des types CPJ-CEM III A (D).

Il est précisé dans certains documents que la quantité maximale de fumées de silice doit respecter l'exigence :

$$\frac{\text{fumées de silice}}{\text{ciment}} \leqslant 0{,}11$$

De même il est recommandé, en présence de fumées de silice dans le béton, d'utiliser un adjuvant réducteur d'eau ou hautement réducteur afin de faciliter leur dispersion indépendamment de l'intérêt que peuvent présenter ces produits pour d'autres finalités.

- Pour un béton dont on recherche de hautes performances, une étude préalable avec essais en laboratoire est toujours nécessaire.

1.3 Résistance

L'avantage majeur de ces bétons à hautes performances est l'obtention de hautes résistances ; en effet on a utilisé *sur chantier* des bétons dont la résistance dépassait 60 à 65 MPa et atteignait 80 MPa.

En laboratoire, on a obtenu des valeurs supérieures à 100 MPa à 28 jours et de près de 90 MPa à 7 jours.

Un exemple de béton à haute performance :

dosage =	Gravier 5/20 (bon granit)	1 264 kg
	Sable 0/5 (siliceux)	652 kg
	Ciment CPA-CEM I 52,5	421 kg
	Superplastifiant	7,6 kg
	Eau	112,4 ℓ
	Fumée de silice	40 kg
	Densité du béton frais	2,50.

Résistances obtenues :

à 7 j. : 86 MPa ; à 28 j. : 101 MPa ; à 1 an : 114 MPa

Remarque : Dans le tableau qui accompagne notre abaque pratique (chap. X, fig. X-23) nous indiquons pour des bétons très résistants dosés à 400 kg de ciment par m^3 des volumes apparents de 785 ℓ de gravier et 450 ℓ de sable ce qui serait équivalent au dosage précité si l'on suppose des masses volumiques de 1,6 pour le gravier et de 1,45 pour le sable, ce qui est vraisemblable (en valeur apparente en vrac).

1.4 Plasticité

Ce facteur primordial peut varier comme pour les bétons classiques et l'on obtient facilement des slumps de 15 à 18 cm (affaissement au cône d'Abrams), mais il faut impérativement étudier :

- les granulats (module de finesse du sable) ;
- le choix du ciment et du superplastifiant ;
- les dosages de ces différents matériaux, de la fumée de silice et de l'eau pour la plasticité désirée, en fonction des plus ou moins grandes difficultés de mise en œuvre dans les coffrages et l'embarras des armatures ;
- la plasticité désirée qui doit être garantie au moins une heure après le malaxage pour tenir compte des délais inévitables de transport et de mise en œuvre.

1.5 Élasticité

Étant donné la grande compacité de ces bétons et la très faible proportion de vides, le module d'élasticité instantané est nettement plus élevé que pour les bétons traditionnels ; pour ces derniers le BAEL 91 indique la formule approximative suivante : $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$; il semble que cette formule peut encore s'appliquer aux bétons à haute performance, ainsi qu'on peut le constater dans le tableau suivant établi d'après les mesures faites sur le béton cité au paragraphe 1.3 précédent.

Âge	Résist. f_{cj}	Module élastique expérimental	Module élastique calculé $\sqrt[3]{f_{cj}}$
7 jours	86 MPa	51 200 MPa	48 200 MPa
28 jours	101 MPa	53 400 MPa	51 700 MPa
1 an	114 MPa	56 800 MPa	53 350 MPa

La formule $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ donne des valeurs légèrement par défaut par rapport aux valeurs expérimentales.

1.6 Retrait

Le retrait des bétons HP avec fumées de silice est globalement identique à celui des bétons traditionnels, avec toutefois des valeurs légèrement supérieures aux jeunes âges, notamment dans les premiers jours, et ceci approximativement jusqu'à l'âge de 28 jours, après quoi la courbe s'aplatit de sorte qu'à long terme le retrait est identique, voire légèrement inférieur à celui d'un béton classique.

L'examen des courbes de retrait montre en effet une pente beaucoup plus raide les 15 premiers jours, la valeur du retrait pouvant être de plus de 50 % plus élevée vers 3 jours par rapport à celle d'un béton témoin ne comportant ni superplastifiant ni fumée de silice ; en revanche, les courbes se recoupent aux alentours de 28 jours dans la plupart des cas pour être un peu en dessous par la suite.

Encore plus que pour les bétons traditionnels, en raison de ce retrait plus important au jeune âge, la protection des surfaces d'évaporation par application d'un curing doit être réalisée sitôt après bétonnage, avec beaucoup de soins et maintenue en place pendant plusieurs jours.

1.7 Fluage

Le fluage reste proportionnel à la contrainte appliquée (donc à la déformation initiale) pour des chargements au même âge du béton.

Pour un béton avec fumées de silice, le fluage augmente rapidement immédiatement après le chargement; il peut atteindre dans la première journée de 25 à 30 % du fluage total, tout en restant inférieur à celui d'un béton classique.

Le fluage total est par contre inférieur d'environ 40 à 50 % de celui des bétons usuels, ceci en fonction du pourcentage de fumée de silice incorporé, des pourcentages élevés donnant de moins bons résultats que des pourcentages limités à 6 % pour lesquels on observe les fluages les plus faibles.

Le BPEL 91 indique que dans le calcul du fluage des bétons à hautes performances dont la résistance caractéristique f_{c28} est supérieure à 50 MPa, on peut prendre pour le coefficient φ, rapport entre la déformation finale de fluage et la déformation réelle instantanée, habituellement égal à 2, une valeur inférieure sous réserve de la justifier par des essais. Ceci traduit bien le fait que la déformation de fluage qui est sensiblement deux fois plus grande que la déformation instantanée pour les bétons classiques, est inférieure dans le cas des bétons HP.

1.8 Tenue au gel

Les bétons HP, du fait notamment de leur compacité accrue qui les rend moins perméables et de leur caractéristiques à la traction plus élevées, présentent une très bonne résistance aux cycles de gel/dégel, tenue qui peut encore être améliorée par adjonction d'un entraîneur d'air qui cependant provoque une diminution des résistances pouvant aller jusqu'à 15 %. Des essais de laboratoire ont montré qu'après plusieurs centaines de cycles de gel/dégel, des bétons hautes performances comportant 6 % de fumée de silice avaient conservé toutes leurs propriétés mécaniques alors que les bétons témoins étaient totalement dégradés.

Dans le cas de bétons exposés au gel et traités par épandage de sels de déverglaçage, des études ont d'ailleurs montré que le coefficient de diffusion des ions chlorures était fortement réduit dans les bétons HP comportant des fumées de silice, du fait de la modification de la micro structure des hydrates du Portland, provoquée par leur réaction pouzzolanique, avec pour conséquence un important fractionnement des pores capillaires.

1.9 Utilisation

L'amélioration importante des résistances permet la conception et la réalisation de structures nouvelles avec une diminution des poids propres ce qui est d'autant plus avantageux que l'ouvrage est grand. La montée rapide des résistances permet une diminution des temps d'exécution. Parmi les ouvrages importants réalisés avec du béton de fumée de silice on peut citer : le pont du Pertuiset sur la Loire, le pont de l'Île-de-Ré, la grande Arche de la Défense...

Il faut ajouter que ces bétons *très compacts* n'ont qu'une faible porosité et présentent donc une bonne étanchéité.

2. LES BÉTONS DU FUTUR

2.1 Béton à ultra hautes performances

À côté des bétons à hautes ou même très hautes résistances, sont apparus depuis quelques années, les bétons à ultra hautes performances « BUHP », mis au point par différents fabricants de ciments et entreprises, dont les compositions comportent un fort dosage en liant, l'utilisation de fines réactives, l'incorporation de granulats broyés dont la granulométrie est millimétrique, l'emploi systématique de fibres et enfin de l'adjonction d'adjuvants spécifiques haut réducteur d'eau.

Ces bétons, qui modifient en les améliorant les conditions de travail sur chantier du fait que leur très grande fluidité autorise une mise en place, généralement, sans vibration, permettent dans la plupart des cas la suppression des armatures passives en raison des fibres qu'ils comportent. Ils se distinguent par des résistances à la compression supérieures à 150 MPa voire 250 MPa, c'est-à-dire environ 6 fois supérieures à celles des bétons classiques, ainsi que des caractéristiques physiques très améliorées.

Leurs caractéristiques, essentiellement utilisées en génie civil, en font un matériau dont le but n'est d'ailleurs pas de se substituer aux bétons classiques, mais de permettre non seulement la réalisation d'ouvrages ou d'éléments d'ouvrages qu'il était impensable d'envisager auparavant, mais également d'éléments architectoniques, tels par exemple des lames minces de pare-soleil, des panneaux de façade..., ainsi que du mobilier urbain ou autre, allant de la chaise à la baignoire, en béton coloré au moyen de pigments, qui ne pouvaient être fabriqués qu'avec des matériaux traditionnels tels les métaux, le bois ou les plastiques.

Parmi les BUHP commercialisés, le « DUCTAL », issu de la collaboration des services de recherche des ciments Lafarge, de ceux de Bouygues et de ceux de Rhodia, a été utilisé ces dernières années dans de nombreuses réalisations, dont le tablier de la passerelle piétonne de Séoul d'une épaisseur de 30 mm reposant sur une structure de 120 m de portée, les coques minces de la gare de Shawnessy à Caligari au Canada d'une épaisseur de 20 mm pour une portée de 5,50 m, ainsi que de multiples autres exemples d'ouvrages en France ou à l'étranger.

Il est impératif de préciser que les avantages présentés par les BUHP et en particulier par le Ductal, ont un coût, leur prix étant de l'ordre de 15 à 20 fois supérieur à celui d'un béton classique. Par contre la réduction des sections, l'absence d'armatures passives, la facilité de mise en œuvre, les nombreux avantages dus à leurs caractéristiques mécaniques et physiques vis à vis notamment des attaques extérieures, les rendent compétitifs, indépendamment de la possibilité de réaliser des ouvrages conçus en fonction de leurs propriétés spécifiques et qui ne pourraient l'être autrement.

Les BUHP sont toujours des bétons fibrés; leur densité est sensiblement identique à celle des bétons classiques, soit de l'ordre de 2 500 kg/m^3 pour les compositions comportant des fibres métalliques et de 2 350 kg/m^3 pour celles avec fibres de polypropylène. Conditionnés en sacs pré mélangés à sec pouvant être conservés pendant

3 mois à une température supérieure à 10° C, leur composition est fonction des caractéristiques recherchées et du problème posé. À titre indicatif, les proportions indiquées ci-après peuvent donner une idée générale des constituants d'un tel béton, étant précisé qu'une telle composition ne pourrait être retenue.

Ciment	de	700 à 800 Kg/m^3, voire supérieur
Fumée de silice	de	200 à 250 Kg/m^3
Farine de quartz	de	180 à 230 Kg/m^3
Sable		1 000 Kg/m^3
Fibres métalliques	de	150 à 160 Kg soit 2 % en volume
Adjuvants	de	12 à 14 Kg/m^3
Eau		140 l/m^3

Concernant le Ductal, étant précisé qu'il existe différents produits fabriqués par d'autres cimenteries que Lafarge, et présentant des qualités voisines, la gamme des bétons commercialisés couvre 3 familles distinctes en fonction de l'utilisation finale :

Le Ductal « FM », qui comporte des fibres métalliques à raison de 2 % en volume, est de préférence réservé pour la réalisation de structures porteuses dans le bâtiment ou les ouvrages d'art.

Le Ductal « AF », qui comporte également des fibres métalliques présente en plus des qualités du précédent un bon comportement au feu, permettant un classement au feu MO.

Le Ductal « FO » qui comporte des fibres organiques est plus spécialement destiné à la confection de bétons architectoniques, à la réalisation de mobilier urbain, de panneaux ou de coques minces...

Il y a lieu de préciser que les centrales à béton ou les bétonnières qui peuvent confectionner ce type de produit, modifiées par rapport aux centrales classiques, ont un rendement plus faible, le temps de malaxage étant tel que le cycle moyen de production est de l'ordre de 4 à 6 m^3 par heure avec des malaxeurs de 1 m^3, soit environ 10 minutes par gâchée.

Le temps de prise du béton est d'environ 15 à 16 heures, le démoulage pouvant être fait au bout de 24 heures et la stabilité dimensionnelle du produit étant atteinte à 3 jours.

L'absence de gros éléments dans leur composition rend ces bétons capables de remplir des moules de formes complexes, de même que la fine granulométrie des mélanges assure une grande fluidité et contribue au caractère autoplaçant des gâchées avec, également comme corollaire, une grande homogénéité du coulage et la reproduction parfaite de la texture des moules ou des coffrages.

Le traitement thermique après prise dont la durée doit être de 48 à 72 heures à des températures comprise entre 60 et 90 °C, accélère le processus de maturation et augmente la résistance dont la valeur finale est pratiquement atteinte dès la fin du traitement.

Les principales caractéristiques de ces bétons sont les suivantes :

- Résistance à la compression Rc comprise entre 150 et 230 MPa et pouvant atteindre, avec fibres métalliques et traitement thermique, un maximum de 300 MPa, avec fibres organiques elle peut atteindre 200 MPa. Ces caractéristiques permettent une réduction sensible des sections et par voie de conséquence de poids de l'ouvrage fini.
- Résistance à la traction Rt comprise entre 5 à 8 MPa.
- Résistance à la flexion Rf comprise, avec bétons comportant des fibres métalliques, entre 20 et 40 MPa, et pouvant atteindre 75 MPa; de l'ordre de 20 MPa avec bétons comportant des fibres organiques.
- Ductilité importante grâce au pourcentage de fibres incorporées. La figure XIII-1 représente les déformations comparées, au lors d'un essai de compression, entre un cylindre de béton classique et un béton BUHP comportant 2 % de fibres métalliques par m^3. les courbes de déformation permettent de constater une déformation pratiquement linéaire jusqu'à la charge maximale supportée pour le BUHP. Cette ductilité évite les ruptures fragiles et permet dans la majorité des cas, du fait des fibres contenues, l'absence d'armatures passives, de même les fissures présentent une ouverture plus fine.

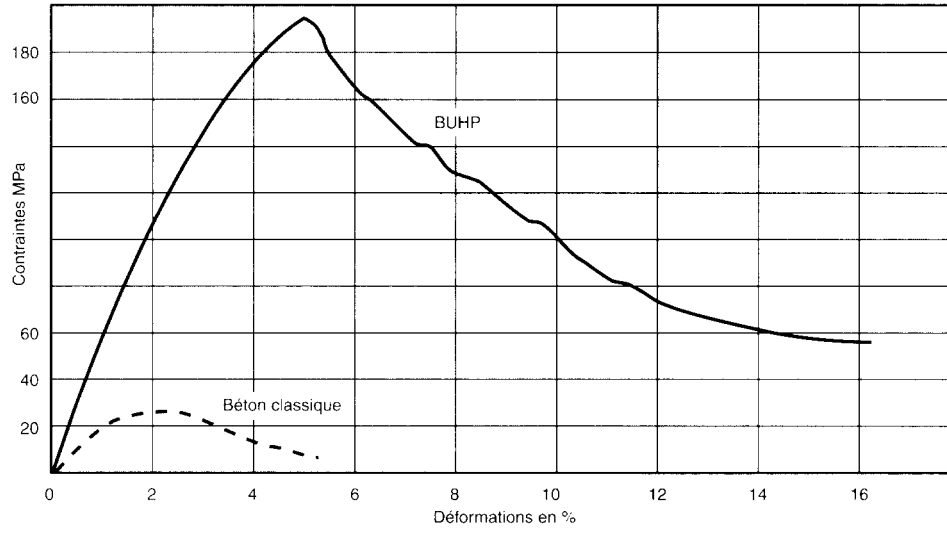


Fig. XIII-1 – Courbes de déformation sous charge.

- Retrait très variable en fonction d'un traitement thermique ou non. Avec traitement thermique le retrait est inférieur à 10 µm/m pour les bétons comportant des fibres

métalliques mais est sensiblement identique à celui d'un béton classique pour un béton non traité thermiquement et comportant des fibres organiques.

- Porosité à l'eau 2 à 10 fois inférieure à celle d'un béton classique et de 2 à 8 fois inférieure à celle d'un BHP, ce qui se traduit par une meilleure résistance à la corrosion à une très bonne résistance aux sulfates ainsi qu'à l'abrasion, sa résistance étant comparable à celle du granit.
- Résistance aux cycles de gel et dégel, le module d'Young résiduel après 300 cycles étant de 100 %, alors qu'il peut être diminué de 50 % dans le cas de bétons classiques avec entraîneur d'air
- Carbonatation très réduite, la profondeur mesurée dans les mêmes conditions entre différends bétons, étant inférieure à 0,1 mm dans le cas de BUHP alors qu'elle atteignait 10 mm pour du béton classique et 2 mm pour des BHP.
- Durabilité excellente en raison de la microstructure fermée du matériau qui ne permet pas l'intrusion d'agents agressifs et assure une très grande résistance à l'exposition à l'eau de mer, aux sulfates, aux eaux très pures de même qu'aux acides faibles.

À côté des « BUHP » sont également commercialisés des « BFUP » ou bétons fibrés ultra performants qui sont des bétons à très hautes performances qui comportent toujours des fibres et dont la granulométrie des constituants n'est pas millimétrique puisqu'ils comportent des gravillons.

2.2 Béton autoplaçant « BAP »

Ces bétons dont la fluidité à l'état frais permet leur mise en place sans vibration, permettent outre une réduction considérable des nuisances sonores du chantier, rendant possible, en ville, la poursuite de travail nocturne à l'occasion de remise rapide d'ouvrages dégradés, une grande rapidité et facilité de mise en œuvre ainsi que la possibilité de remplissage aisé de zones de coffrages difficilement accessibles.

La grande fluidité de ces bétons a pour finalité la possibilité de pouvoir remplir les coffrages sous le seul effet de leur poids, c'est-à-dire sans apport d'une énergie de compactage extérieure type vibration, par ailleurs ils ne doivent pas présenter de risque de ségrégation durant leur transport et leur mise en œuvre et conserver une excellente homogénéité.

Pour présenter ces propriétés, les BAP dont le dosage en ciment est voisin de 400 Kg comportent toujours un fort volume de pâte, (mélange ciment, eau, air et adjuvants), les proportions de sable et de gravillons dont le D_{max} est compris entre 10 et 20 mm, sont sensiblement identiques afin d'éviter que les gros éléments n'entravent le remplissage des moules et gênent l'enrobage des armatures, certaines compositions de BAP comportent des fibres métalliques ou organiques qui améliorent leur comportement notamment vis-à-vis du retrait endogène.

La composition de la pâte doit éviter tout risque de ressuage et de ségrégation d'où la nécessité de maintenir un rapport E/C ne dépassant pratiquement pas 0,50.

Ces propriétés, obtenues grâce à des adjuvants superplastifiants, et quelques fois l'adjonction d'agents de viscosité épaississant la pâte (type dérivés cellulosiques ou suspensions colloïdales), doivent être vérifiées par des essais permettant de s'assurer de la fluidité, de la faculté de remplissage des coffrages et de la non ségrégabilité du mélange.

La fluidité se vérifie par un essai d'étalement, réalisé avec un cône d'Abrams rempli de manière continue, sans tassement, jusqu'à l'arase supérieure du moule et par mesure de l'étalement du béton sur une plaque parfaitement plane, après enlèvement du cône, cet étalement devant être supérieur à 60 cm et généralement compris entre 60 et 75 cm. La mobilité du béton peut se vérifier en mesurant l'écoulement dans un moule en forme de U, après remplissage de la 1re branche et ouverture de la trappe séparative des deux branches du U et mesure de la remontée du béton dans la deuxième branche, éventuellement après passage dans une grille schématisant le ferraillage rencontré.

La mise en place de ces bétons doit éviter les risques de ségrégation dynamique que provoquerait la chute du béton depuis une goulotte, ainsi que des cheminements horizontaux importants. De même il est impératif d'éviter leur dessiccation notamment en raison de leur vulnérabilité vis-à-vis du retrait plastique, d'où l'application impérative immédiate d'un produit de cure après la mise en œuvre, dans le cas de surfaces horizontales, ou d'une humidification ou cure, sitôt décoffrés, dans le cas d'éléments verticaux.

Les résistances à la compression des BAP sont de l'ordre de 40 à 70 MPa suivant les formulations.

La gamme des bétons autoplaçants est complétée par les bétons autonivelants dont la fluidité, analogue à celle des précédents, assure une parfaite réalisation des sols traditionnels sans vibration ni talochage, d'où une grande facilité de mise en œuvre tout en assurant une parfaite planéité.

3. BÉTONS DE GRANULATS LÉGERS

Tout ce qui a été écrit dans les chapitres précédents ne s'applique, d'une façon générale à quelques exceptions près, qu'aux bétons, « classiques » composés de granulats minéraux courants, la densité de ces bétons étant, en général, comprise entre 2,2 et 2,5 t/m^3.

Par bétons spéciaux, nous entendrons ici des bétons qui diffèrent des bétons denses classiques par leur densité ; ceci nous conduit à considérer deux catégories principales de bétons spéciaux :

- les bétons légers pour lesquels D $<$ 2 t/m^3, objet du présent paragraphe ;
- les bétons lourds pour lesquels D $>$ 3 t/m^3, qui sont étudiés dans le paragraphe 5.

Nous noterons ici une tendance actuelle à désigner sous l'appellation de « bétons lourds » les bétons courants et classiques que nous avons appelés « bétons denses » dont la densité est de l'ordre de 2,2 à 2,5 par opposition vraisemblablement aux « bétons légers ». Il conviendrait alors d'appeler « bétons très lourds » les bétons pour lesquels une forte densité est recherchée, en général supérieure à 3.

La norme EN 206 définit les béton légers comme ayant une masse volumique après séchage comprise entre 800 et 2 100 kg/m^3 entièrement ou partiellement réalisés avec des granulats légers et les bétons lourds comme ayant une masse volumique supérieure à 2 600 kg/m^3.

3.1 Généralités

Dans la construction d'un certain nombre d'ouvrages, une réduction de poids est de nature à entraîner des économies générales. L'emploi de granulats légers (paragraphe 6.3, chapitre VI) permet de réaliser des bétons pour lesquels la densité peut varier de 0,5 à 2,0 mais dont la résistance en compression est d'autant plus faible que la densité est moins élevée. Elle n'est que de 2 à 5 MPa pour des bétons de vermiculite de densité 0,5 en moyenne, mais elle peut atteindre 40 MPa pour des bétons d'argile ou schiste expansé de densité 1,7 à 1,9 réalisés avec des granulats légers de bonne qualité.

La norme classe les bétons légers dans les 6 catégories de densités suivantes, fonction de leur masses en kg/m^3.

Classe de densité	**1,0**	**1,2**	**1,4**	**1,6**	**1,8**	**2,0**
kg/m^3	901 à 1 000	1 001 à 1 200	1 201 à 1 400	1 401 à 1 600	1 601 à 1 800	1 801 à 2 000

La nouvelle version de la EN 206 classe les bétons légers suivant les fourchettes de masses volumiques indiquées dans le tableau ci-dessous :

Classes de masses volumiques	**LC 1,0**	**LC 1,2**	**LC 1,4**	**LC 1,6**	**LC 1,8**	**LC 2,1**
kg/m^3	> 800 et ⩽ 1 000	> 1 000 et ⩽ 1 200	> 1 200 et ⩽ 1 400	> 1 400 et ⩽ 1 600	> 1 600 et ⩽ 1 800	> 1 800 et ⩽ 2 100

Les bétons légers pourront être utilisés pour la construction de structures résistantes (poutres, dalles, poteaux, etc.) mais seront plus particulièrement employés pour la fabrication d'agglomérés, pour des bétons banchés non porteurs ou faiblement chargés et pour des bétons isolants, l'isolation étant d'autant meilleure que la densité est faible.

Plusieurs ouvrages importants tels que des ponts en béton armé et en béton précontraint, des immeubles, des couvertures en voile mince ont été réalisés avec des

bétons légers. Cependant après une période de grande vogue, l'utilisation des bétons légers est assez ralentie et surtout limitée à des éléments préfabriqués.

3.2 Composition

D'une façon générale, le principe de la détermination des proportions du mélange pour confectionner des bétons de granulats légers *est pratiquement le même* que celui concernant les bétons traditionnels; toutefois un paramètre nouveau, la densité souhaitée, apparaît dans l'énoncé du problème et c'est pourquoi nous avons étudié une méthode de composition prenant en compte ce paramètre. Cette étude a abouti à la méthode présentée précédemment au chapitre X paragraphe 3.11.

Le calcul des quantités de granulats s'effectue en volume absolu, mais le dosage pondéral nécessite la connaissance de la masse spécifique des granulats prémouillés qui, en général, n'est pas connue avec une très grande précision. Ces granulats présentent presque tous, en effet, une tendance très marquée à l'absorption d'eau. Par exemple, pour un granulat d'argile expansée 10/20 mm l'absorption en poids est indiquée en valeurs moyennes, dans les tableaux 13-1 et 13-2.

Par imbibition sous vide, l'absorption peut dépasser 75 % pour les plus gros granulats. Cette tendance est due à la porosité « ouverte » des granulats et elle est moins marquée lorsque ceux-ci sont superficiellement comme « vitrifiés », c'est-à-dire, présentent une surface lisse peu « ouverte ».

De plus, selon le degré d'imbibition le foisonnement peut prendre une valeur importante surtout pour les éléments fins comme les sables concassés de granulats légers.

Il en résulte essentiellement deux conséquences :

- Le dosage pondéral des granulats est délicat et peut être source d'erreur selon le degré d'imbibition; il est préférable, en général, de prévoir un dosage volumétrique à moins de pouvoir contrôler efficacement le pourcentage d'eau absorbée et d'en tenir compte en majorant d'autant le poids des granulats supposés secs dans la formule de dosage.

- L'absorption importante qui se manifeste dès le début du gâchage diminue progressivement et rapidement le dosage en eau intergranulaire et de ce fait la plasticité du béton. Il est donc conseillé d'humidifier préalablement ces matériaux de façon à ralentir cette absorption d'eau et de stabiliser à peu près la plasticité du matériau au moins pendant sa période d'emploi que l'on s'efforcera de rendre aussi courte que possible; certains professionnels préconisent, pour l'argile expansée un prémouillage entraînant une absorption d'eau de l'ordre de 10 à 15 % en poids, d'autres sont partisans d'employer des granulats saturés égouttés.

Cependant, ces matériaux sont trop différents de l'un à l'autre pour qu'une règle commune puisse leur être appliquée et, une fois rapidement déterminée une formule de dosage approximativement valable, l'expérimentation par des essais d'étude prend alors une part encore plus importante et nécessaire que pour les bétons classiques de granulats denses.

Tableau 13-1

Absorption d'eau en poids par immersion pour un granulat léger (eau totale retenue absorbée et adsorbée). Ces valeurs sont données à titre indicatif car elles varient sensiblement d'un granulat à l'autre et selon que le granulat est plus ou moins égoutté.

Au bout de	5 minutes	1 heure	8 heures	1 jour	7 jours	28 jours
Absorption forte	10 %	15 %	20 %	23 %	30 %	45 %
Absorption faible	5 %	7 %	10 %	12 %	15 %	15 %

Tableau 13-2

Renseignements de chantier pour des granulats d'argile expansée stockés en tas et arrosés régulièrement au jet pour maintenir une saturation d'eau approximative.

		Pour 1 mètre cube de volume apparent d'argile expansée (non tassé)	
		Gravier 10/20	**Sable broyé 0/3**
Masse volumique (en kg)	mouillé	510	1 000
	sec	400	670
Teneur en eau (en poids relatifs)		27 %	50 %
Volume absolu en litres		500	725
Masse spécifique en kg/m³	mouillé	1 020	1 380
	sec	800	920
Densité apparente	mouillé	0,51	1,00
	sec	0,40	0,68

3.3 Fabrication et mise en œuvre

Conformément à ce que nous venons d'exposer, il est admis en général que les granulats devront être prémouillés avant malaxage, et que, pour éviter des erreurs importantes dans la composition, il est préférable de prévoir un dosage volumétrique des granulats légers. Si l'on opère en dosage pondéral, il faudra tenir compte de l'eau absorbée surtout s'il y a prémouillage des granulats. Si le prémouillage n'est pas possible ou ne peut être réalisé correctement, on pourra utiliser des granulats secs; il faudra majorer le dosage en eau de la quantité d'eau qui sera absorbée depuis le début du malaxage jusqu'à la fin de la mise en œuvre; dans la plupart des cas, on pourra évaluer ce surdosage nécessaire en mesurant la quantité d'eau absorbée par immersion directe pendant une heure environ.

Les granulats légers étant plus fragiles que les granulats denses courants, il conviendra de ne pas prolonger le malaxage au-delà de la durée nécessaire pour obtenir une bonne homogénéité afin d'éviter la rupture et l'effritement des grains par attrition (frottement mutuel).

Quant à la mesure de la plasticité, il est souvent déclaré que l'affaissement au cône n'est pas valable pour les bétons légers compte tenu de leur plus faible densité. Ceci ne se justifie pas tout au moins en ce qui concerne les bétons de structures de densité 1,6 à 2,0. Il convient seulement de considérer qu'un béton léger présente un affaissement inférieur de 2 cm (environ) par rapport à celui d'un béton traditionnel d'ouvrabilité équivalente. Un autre test est préconisé, en Allemagne en particulier; le test au vase de Walz qui consiste à remplir de béton un récipient de section carrée 20×20 et haut de 40 cm, à vibrer ensuite énergiquement ce béton et à mesurer l'affaissement a, d'autant plus important que le béton est plus sec. Le coefficient de plasticité Walz est :

$$W = \frac{40}{40 - a}$$

Cet essai manque cependant de précision pour les bétons suffisamment plastiques (les plus courants) et l'on peut approximativement le comparer comme suit aux valeurs données par l'affaissement au cône :

Béton	Coefficient de Walz	Affaissement au cône
Très ferme	1,30	1 à 2 cm
Ferme	1,30 à 1,20	2 à 4
Plastique	1,20 à 1,10	4 à 6
Très plastique	1,10 à 1,05	6 à 8
Mou	Tend	8 à 12
Très mou	vers 1	> 12

Mais il sera toujours difficile d'éviter complètement, en raison de l'absorption, une variation de la plasticité et de l'ouvrabilité au cours de la mise en œuvre. Si le prémouillage est insuffisant, il est conseillé de malaxer tout d'abord les granulats légers seuls avec une partie de l'eau (la moitié environ).

La vibration pourra être utilisée mais sur des bétons mous, le risque de ségrégation devient très important. Il ne faudra donc vibrer que des bétons relativement fermes et pendant des temps plus courts que pour les bétons classiques quitte à rapprocher les points d'application des pervibrateurs.

La protection et la cure du béton dans son premier âge devront être pratiquées de la même façon que pour les bétons classiques mais l'eau absorbée par les granulats diminue les risques que présenterait une cure insuffisante.

En dehors de ces quelques remarques, la confection et l'utilisation des bétons légers ne paraissent pas devoir entraîner de graves problèmes sur les chantiers, mais elles requièrent peut-être un travail plus long et plus soigné.

3.4 Propriétés et caractéristiques des bétons de granulats légers

3.4.1 *Résistances*

Les résistances sont moins élevées que pour les bétons classiques de granulats denses et elles le sont d'autant moins que la densité du béton est plus faible (fig. XIII-2).

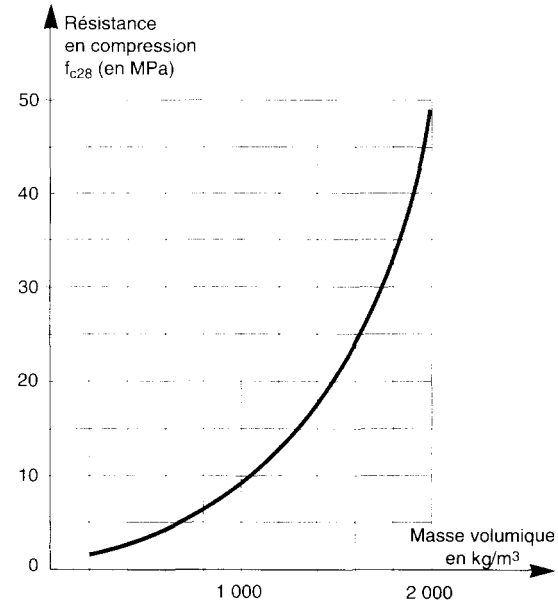


Fig. XIII-2 – Exemple de variation de la résistance en compression de bétons légers en fonction de la masse volumique.

La qualité de résistance intrinsèque du matériau constituant les granulats légers est évidemment un paramètre prépondérant. Donc étant donné les variations de qualité des divers granulats légers, il est nécessaire d'effectuer des essais sur éprouvettes pour expliciter ce paramètre fondamental.

Pour les bétons de structures, en employant des granulats de bonne qualité avec *un sable naturel,* il semble que l'on puisse obtenir à 28 jours des résistances de l'ordre de 30 à 35 MPa avec toutefois les dosages en ciment un peu supérieurs à ceux des bétons classiques de même résistance ; comme dans le cas des bétons classiques, le durcissement à la vapeur accélère le développement de la résistance en compression.

Les résistances en traction sont un peu plus faibles que celles des bétons classiques, toute proportion gardée, par rapport à la résistance en compression ; on propose actuellement la formule suivante :

$$f_t(\text{traction}) = 0{,}5 + 0{,}05\, f_c(\text{comp.}) \qquad (\text{en MPa}).$$

Par ailleurs, compte tenu de leur moindre conductivité thermique, les bétons légers conservent mieux leur chaleur d'hydratation au moment de la prise du ciment ; il en résulte un durcissement plus rapide ; par exemple le rapport $\frac{f_{c28}}{f_{c7}}$ qui est de l'ordre de 1,4 à 1,5 pour les bétons traditionnels n'est que de 1,2 à 1,23 pour les bétons légers à résistances équivalentes à 28 jours. Ce phénomène permet de réaliser, à un âge plus jeune, la mise en précontrainte des bétons légers. On admet, en général (actuellement) que pour un âge $j < 28$ j, on a $f_{cj} = f_{c28} \times \left(0{,}832 \log(1+j)\right)$, ce qui conduit aux valeurs approximatives suivantes du rapport :

$$\frac{f_{c28}}{f_{cj}}$$

J	3	7	10	14	21	28
$\frac{f_{c28}}{f_{cj}}$	1,50	1,25	1,15	1,10	1,05	1,00

À titre d'exemple comparatif, nous donnons en fonction du temps les caractéristiques d'un béton léger et d'un béton traditionnel présentant à 28 jours une résistance équivalente :

Âge	**66 Heures**		**10 Jours**		**28 Jours**	
Qualité	Tradit.	Léger	Tradit.	Léger	Tradit.	Léger
E_{ij} **en MPa**	14 500	14 200	33 300	15 900	35 700	17 200
f_{cj} **en MPa**	17	24,8	28	30	36,5	36

3.4.2 *Ouvrabilité*

Les bétons de granulats légers présentent, en général, une moins bonne ouvrabilité que les bétons classiques. On peut cependant obtenir une mise en œuvre relativement facile en étudiant la composition la mieux adaptée (finesse et dosage du sable en particulier) ainsi que le dosage en eau, et en employant éventuellement un adjuvant ; les entraîneurs d'air sont considérés comme favorables mais pouvant provoquer certaines difficultés en cas de mise en œuvre par pompage à grande distance (effet de ressort) ; l'emploi d'un *plastifiant donnant en même temps une bonne cohésion* est souhaitable.

La mesure de l'affaissement au cône est moins significative que pour les bétons de matériaux denses, surtout si le dosage en ciment est inférieur à 350 kg/m^3. On peut de préférence utiliser le test d'ouvrabilité C.E.S. (chapitre IX, paragraphe 2.2.4, figures IX-3 et IX-4 et chapitre X, figure X-15).

3.4.3 *Module d'élasticité*

Pour les bétons de structures, le module d'élasticité instantanée varie de 10 000 à 20 000 MPa soit, approximativement, la moitié de celui de bétons classiques ordinaires. Il s'ensuit une plus grande déformabilité des ouvrages en bétons légers.

On préconise actuellement la formule suivante :

$$E_{ij} = 1670 \sqrt[2]{\Delta^3 f_{cj}} \quad \text{(en MPa)}$$

E_{ij} est le module d'élasticité instantanée en MPa, à l'âge j ;

f_{cj} est la résistance en compression en MPa, à l'âge j ;

Δ est la masse volumique en t/m^3.

Il semble que le module d'élasticité à la traction soit le même qu'à la compression.

3.4.4 *Coefficient de Poisson*

Il est du même ordre de grandeur que celui des bétons traditionnels. On admet en général une valeur de 0,15 dans les calculs.

3.4.5 *Fluage*

Du fait de leur module d'élasticité instantané moitié plus faible, les bétons légers présentent des déformations instantanées du double environ de celles des bétons traditionnels. Cependant leur déformation de fluage est du même ordre que leur déformation instantanée (et non du double comme pour les bétons traditionnels). C'est pourquoi on préconise comme formule donnant la valeur de la déformation totale finale :

$$E_{v} = 835 \sqrt[2]{\Delta^3 f_{cj}} \quad \left(835 = \frac{1670}{2}\right)$$

Il en résulte que, compte tenu de leur durcissement initialement plus rapide, les bétons légers ne semblent pas devoir engendrer des pertes de précontrainte par fluage plus importante que les bétons traditionnels (cette remarque est même à leur avantage pour les précontraintes aux âges très jeunes).

3.4.6 *Retrait*

Les bétons légers présentent pour la plupart, un retrait plus important que les bétons traditionnels et également plus tardif car l'eau absorbée par les granulats se trouve

progressivement restituée, retardant ainsi la déshydratation du mortier, cause principale du retrait. Selon le dosage en ciment et en eau et selon le degré de dessiccation vers lequel tend le béton, le retrait relatif $\Delta\ell/\ell$ peut être évalué en valeur finale à :

6.10^{-4} dans le quart sud-est de la France,

5.10^{-4} dans le reste de la France.

Pour des âges intermédiaires la fonction retrait r(t) pourra être évaluée au moyen du graphique de la figure XIII-3.

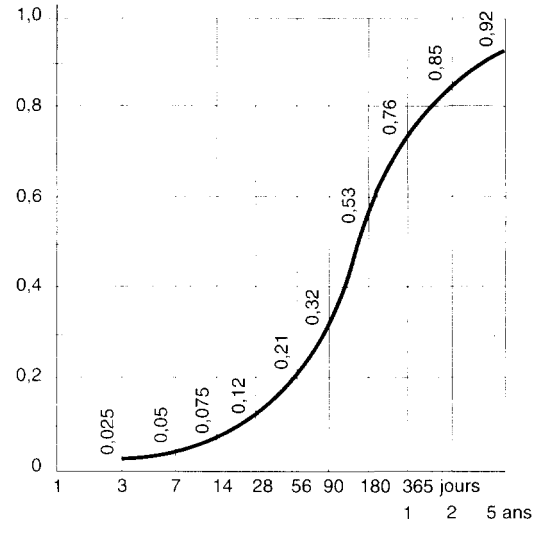


Fig. XIII-3 – Développement du retrait en fonction du temps.

3.4.7 *Conductivité thermique*

Une des propriétés intéressantes des bétons de granulats légers est leur pouvoir d'isolation thermique dû aux nombreuses bulles d'air interposées dans l'épaisseur du béton ; ce pouvoir d'isolation se trouve caractérisé par le coefficient de conductivité thermique λ (quantité de chaleur que laisse passer dans l'unité de temps une épaisseur de matériau de 1 cm pour une différence de température de 1 °C entre les deux faces).

Le béton parfaitement sec se trouve plus isolant que le béton humide et on définit un coefficient λ utile « λ_u » correspondant à un taux d'humidité interne moyenne de l'ordre de 4 %.

Pour les bétons traditionnels de masse volumique comprise entre 2 200 et 2 400 kg/m^3 on a un λ_u moyen de 1,5 en Kcal/m/h/1 °C. Pour les bétons de granulats légers, on admet actuellement les valeurs suivantes :

	Masse volumique sèche (kg/m^3)	λ_u en Kcal/m/h/1°C*v*
Béton caverneux normal	800/1 000	0,30
Béton plein avec sable léger	1 000/1 200	0,40
Béton plein avec sable léger et sable de rivière	1 200/1 400	0,60
Béton plein avec sable de rivière	1 400/1 600	0,75

Les bétons légers à base de billes de polystyrène expansé doivent être considérés à part. Leur masse volumique (inférieure à celle de la classe LC 1,0) peut être comprise suivant les formulations, entre 400 et 800 kg/m^3 ou plus, jusqu'à 1 200 à 1 300 kg/m^3, en diminuant le pourcentage de billes de polystyrène constituant le gros granulat par rapport au mortier.

Ces bétons constituent de bons isolants thermiques et phoniques, leur coefficient de conductivité étant de l'ordre de 0,20, pour des densités de 0,4, à 0,30 pour des densités de 0,8. Ils peuvent être confectionnés en centrale de BPE et sont éventuellement pompables à l'aide de pompes à rotor au travers de canalisations de 80 ou 100 mm maximum. Leur mise en place est aisée à la condition de ne pas les vibrer, ce qui provoquerait une remontée des billes de polystyrène.

Ces bétons peuvent être utilisés comme forme de pente, en isolation de toiture, en réfection de planchers anciens, mais dans ce dernier cas avec complément d'une chape destinée à éviter les poinçonnements ultérieurs.

Ils peuvent être comparés aux bétons cellulaires quant aux caractéristiques et usages.

4. BÉTONS CELLULAIRES

Il ne s'agit pas de bétons à proprement parler mais plutôt de mortiers.

Le mortier est en général constitué d'un mélange de ciment et d'un granulat fin (sable naturel siliceux ou sable artificiel de granulat léger). On additionne à ce mortier gâché fluide :

- soit une matière génératrice de gaz en présence du ciment (le plus souvent de l'hydrogène), comme par exemple de la poudre d'aluminium, ce qui donne un béton-gaz, la réaction chimique étant :

$$2\,Ca(OH)_2 + 2Al + H_2O \rightarrow 2CaOAL_2O_3 + 3H_2\uparrow.$$

Le processus de fabrication de ces bétons gaz doit être parfaitement étudié et contrôlé, ce qui limite leur emploi aux produits préfabriqués en usine. À cette sujétion s'ajoute le fait qu'ils sont habituellement traités par étuvage ou autoclavage, ce qui présente l'avantage, en plus de la possibilité d'atteindre rapidement leur résistance, de diminuer dans de grandes proportions les inconvénients dus au retrait.

- Soit un produit moussant à base de savons ou de détersifs qui, en cours de malaxage, provoque une infinité de petites bulles, ce qui donne un béton mousse. Ce type de béton peut par ailleurs être fabriqué dans des centrales de BPE, leur utilisation allant du comblement de grands volumes du type comblement de carrières, de puits..., à la confection de formes isolantes sous dallage ou sous toiture par exemple. Leur mise en œuvre nécessite un certain nombre de précautions telles que limiter la hauteur de chute à 1 mètre maximum lorsqu'ils sont mis en place à la benne afin d'éviter de rompre leur structure alvéolaire, ne pas piétiner le béton pour la même raison, mettre le béton en place sans délai d'attente dès l'arrivée des camions, ne pas couler de béton mousse par des températures inférieures à + 5 °C...., ne pas vibrer, protéger la coulée de la pluie et de la dessiccation.

La densité des bétons cellulaires varie, suivant les compositions, de 0,4 à 1,2 et leur conductivité thermique fonction de leur densité est comprise entre 0,16 W/m/°C pour des bétons de masse volumique de 400 kg/m^3 à 0,40 W/m/°C pour une masse volumique de 1200 kg/m^3.

Les résistances à la compression sont d'environ 0,5 à 0,8 MPa pour des masses volumiques de 400 kg/m^3 et atteignent 4 à 5 MPa pour des masses volumiques de 1200. Quant aux retraits pour les bétons non étuvés, ils sont voisins de 2 mm/m.

Les résistances en traction sont en général de l'ordre de 30 % de celles en compression.

5. APPLICATION DES BÉTONS LÉGERS

Ces types de matériaux sont surtout employés en préfabrication ainsi qu'en raison de certaines de leurs qualités :

- la légèreté : diminution du poids mort, économie de main d'œuvre, économie sur les fondations et structures portantes, réduction des coffrages et étais, manutentions plus faciles en préfabrication ;
- le pouvoir isolant : la même isolation thermique est donnée à 20 % près par :
  - 10 cm de béton cellulaire,
  - 20 cm de béton plein de granulats légers,
  - 30 cm de béton caverneux,
  - 60 cm de béton plein classique ;
- l'aptitude à se travailler après durcissement : certains bétons légers (bétons cellulaires, bétons de pierre ponce, de vermiculite ou perlite...) peuvent se travailler comme le bois, à la scie, au vilebrequin et supportent le clouage.

En revanche, l'inconvénient principal de ces bétons est la faiblesse de leurs résistances mécaniques qui interdit pratiquement leur emploi en béton armé, sauf en ce qui concerne certains bétons de granulats légers suffisamment dosés et bien étudiés avec emploi, de préférence, de sables naturels roulés.

6. BÉTONS LOURDS

La fabrication de bétons « lourds » a déjà été, depuis longtemps, envisagée mais l'emploi de ces bétons était très limité (contrepoids de certains ponts basculants par exemple).

Le développement de l'énergie nucléaire a donné à cette question une importance nouvelle par la nécessité de créer des écrans de protection biologique contre les radiations atomiques, neutrons et rayons gamma en particulier.

Pour réduire au minimum les épaisseurs nécessaires, il convient d'employer un matériau de haute densité ; le plomb est un très bon écran, mais il est très coûteux et ne présenterait pas, dans certains cas, les résistances mécaniques suffisantes.

Les bétons lourds ne diffèrent pas essentiellement des bétons classiques sauf par les granulats employés.

6.1 Principaux granulats employés

La barytine (sulfate de baryum SO_4Ba) : c'est une matière opaque plus ou moins blanche à structure lamellaire. Sa densité moyenne est de 4,5. Elle est utilisée pour la fabrication des bétons dont la densité atteint 3,6.

On l'emploie sous forme de sable (0/3 mm), de gravillon (3/7 mm), et de gravier (7/15 mm et 15/30 mm).

La magnétite : c'est un minerai à base d'oxyde de fer (Fe_2O_3) dont la densité moyenne varie de 4 à 5 selon les provenances. Elle est utilisée pour la fabrication des bétons de densité 3,4 à 3,6.

Déchets ferreux : ce sont des débouchures et coupures d'acier, riblons, grenailles de fonte, dont la densité est de 7,4 à 7,7.

On utilise souvent le mélange de barytine (pour les éléments fins) et de riblons pour les gros éléments, ce qui permet d'obtenir des bétons de densité 4,5 à 5.

6.2 Composition, dosages, résistances

L'étude de la composition du béton est en général faite d'après les méthodes de Vallette ou de Faury ou par la méthode de Dreux que nous avons indiquée au chapitre X.

La méthode Vallette convient bien pour les bétons lourds avec incorporation de gros granulats métalliques. Elle donne une granularité discontinue. De grandes précautions sont à prendre lors de la mise en œuvre du béton à cause de sa tendance à la ségrégation.

La méthode Faury qui tient compte de l'effet de parois, de la technique moderne de mise en place, et du ferraillage, est souvent utilisée pour l'étude de la composition des bétons de protection biologique à granularité continue.

La méthode Dreux (chapitre X, paragraphe 3) peut également s'appliquer mais pour augmenter la densité on pourra abaisser un peu le point de brisure par rapport à celui que l'on aurait choisi pour un béton ordinaire à condition de faire attention à la tendance accrue à la ségrégation.

Les dosages en ciment sont en général de 300 à 350 kg/m^3.

Le dosage en eau doit être assez faible ($0{,}35 < E/C < 0{,}5$) car un béton lourd trop mou est très sensible à la ségrégation (on peut employer un plastifiant ou un superplastifiant). Pour obtenir la compacité maximale, le rapport (mortier/granulats)(en poids) a pour valeur optimale 0,7 (le sable étant également lourd) mais les valeurs inférieures sont encore plus dangereuses que dans le béton classique : il vaut mieux augmenter les proportions de mortier au détriment de la compacité qui diminuera un peu, plutôt que de risquer un manque de mortier entraînant une chute rapide de la compacité et des vides très préjudiciables à l'efficacité de la protection.

Les résistances mécaniques obtenues sont comparables à celles des bétons classiques et plutôt même plus élevées compte tenu des faibles dosages en eau employés. Le retrait est légèrement plus élevé.

Un exemple :

Ciment CPA	300 kg
Granulats de barytine	3 240 kg
Eau $\left(\frac{E}{C} = 0{,}4\right)$	120 kg
Résistance en compression f_{c28} =	34 MPa
Résistance en traction f_{t28} =	3 MPa.

Les bétons lourds se prêtent bien en général à la technique du béton armé et du béton précontraint; toutefois des précautions spéciales sont à prendre à la mise en œuvre.

6.3 Fabrication et mise en œuvre

Les méthodes et procédés sont les mêmes que pour les bétons classiques; mais des précautions particulières sont à prendre :

- pour la fabrication, les malaxeurs à axe vertical sont préférables; il ne faut pas les remplir complètement car ils fatiguent plus qu'avec du béton ordinaire. Il faut veiller particulièrement aux risques de ségrégation et remédier aux causes qui se présentent (prévoir des goulottes à travers les ferraillages);
- la vibration doit être efficace mais limitée; les couches à vibrer ne doivent guère dépasser 25 cm d'épaisseur; le rayon d'action des pervibrateurs étant plus faible, il faut les introduire tous les 30 à 50 cm pour de courtes périodes de vibration car ils se fatiguent plus vite;
- les coffrages doivent être très rigides, étanches et bien charpentés pour résister à la pression élevée que développent ces bétons à haute densité.

Lorsque la géométrie de la structure à réaliser est compliquée (passages de canalisation et gaines, entailles, escaliers...) le remplissage parfait du moule est aléatoire. On peut alors faire appel à la technique appelée « bétonnage par injection ». Cette technique consiste à introduire dans les vides laissés par les gros granulats mis en place préalablement entre les coffrages étanches, un mortier de ciment dont les caractéristiques

rhéologiques ont été spécialement étudiées (mortier à haute turbulence par exemple fabriqué dans un malaxeur comportant deux rotors tournant à grande vitesse en sens opposé).

Les mortiers denses injectables sont souvent confectionnés avec du sable de barytine avec un rapport S/C variant de 3 à 3,5 en poids et un rapport E/C d'environ 0,8. L'injection se fait à l'aide d'un tube sous pression hydrostatique.

Ce procédé s'emploie également pour la confection de bétons classiques. Il peut en particulier s'employer pour des bétonnages sous l'eau (paragraphe 10, chapitre XII).

7. BÉTONS À BASE DE RÉSINES

7.1 Les résines

Ce sont des produits synthétiques qui présentent, entre autres propriétés, une remarquable adhésivité. Par ailleurs, en présence d'un catalyseur, elles durcissent plus ou moins rapidement par polymérisation (association de molécules identiques engendrant la formation de molécules plus grosses). On peut donc penser les employer comme « liant » pour la confection de certains bétons. Parmi les résines qui sont le mieux adaptées à ce rôle, on distingue :

- *les résines polyesters :* provenant de l'industrie charbonnière et dont la polymérisation est déclenchée par addition d'un catalyseur en très faible quantité (rarement plus de 1 %) ; leur vitesse de durcissement est très influencée par la température ;
- *les résines époxydes :* issues de la chimie du pétrole ; leur polymérisation s'effectue par addition d'un « durcisseur » (une partie pour une à quatre parties de résine). Le dosage du mélange et l'homogénéisation sont donc plus faciles que pour les polyesters. Le choix et le dosage judicieux du catalyseur ou du durcisseur permettent, en général, de provoquer la prise au bout de 2 à 3 heures.

7.2 Dosage

Les granulats peuvent être dosés de la même manière que pour les bétons de ciment mais la granulométrie du type « continu » semble préférable. Le dosage optimal de la résine se situe autour de 13 % en poids des granulats secs ; on l'ajoute progressivement dans le malaxeur après avoir intimement mélangé, à sec, les granulats. L'étude de la composition doit, de préférence, être confiée à un organisme spécialisé.

7.3 Résistances

Ces bétons peuvent présenter des résistances élevées en particulier en traction et elles sont atteintes en quelques jours mais compte tenu de leur prix de revient, leur emploi est limité à l'exécution de petits éléments qui restent actuellement du domaine du laboratoire. Le tableau 13-3 montre les résistances mécaniques qui peuvent être atteintes avec ce type de matériau.

Tableau 13-3

Résistances mécaniques des bétons de résines.

	Type de résines	
	Polyesters	**Époxydes**
Résistance en compression f_c	75 à 85 MPa	80 à 120 MPa
Résistance en traction f_t en $\left(\frac{3,6\,M}{\sqrt[3]{a}}\right)$	~ 10 MPa	12 à 17 MPa

7.4 Élasticité, fluage

Ces bétons présentent en général des modules d'élasticité deux fois plus faibles que ceux des bétons de ciment et dont la valeur avoisine 17 500 MPa; quant au fluage, il est du même ordre lorsque la température ne dépasse pas 20 °C mais il est très influencé par les températures plus élevées; à 50 °C, le fluage est huit fois plus important (sous une contrainte de 10 MPa) et il semble que la stabilisation sous charge soit difficile à obtenir. C'est là le point essentiel, avec la tenue à l'incendie, qui constitue actuellement l'obstacle majeur au développement des bétons de résines, indépendamment de leur coût.

8. BÉTONS CHAUFFÉS

Il ne faut pas confondre « bétons chauffés » et « bétons chauds »; ces derniers qui sortent chauds du malaxeur sont essentiellement employés en cas de bétonnage par temps froid pour éviter les risques de gel (chapitre XII, paragraphe 8). En revanche, les bétons chauffés sont en général malaxés à la température ordinaire et sont soumis *après mise en œuvre* à un chauffage relativement intense afin d'accélérer la prise et le durcissement. Cette technique est particulièrement employée en préfabrication (dalles de planchers, cloisons, poutrelles, volées d'escalier, etc.) afin d'accélérer la rotation des cycles de fabrication.

On arrive ainsi à pouvoir démouler quelque 3 ou 4 heures après le bétonnage; la température moyenne du béton au cours du chauffage pouvant atteindre en général 60 à 70 °C.

La règle absolue est d'éviter que le chauffage n'engendre la *dessiccation prématurée* du béton par évaporation d'eau, c'est pourquoi on opère soit en moule clos sur table chauffante soit sous vapeur saturante[1].

(1) Dans le cas des bétons chauffés la cure d'humidification est d'autant plus nécessaire que la dessiccation prématurée est favorisée par la chaleur de la pièce; il est conseillé de poursuivre cette cure pendant une bonne semaine.

Des différentes études réalisées en vue de vérifier le comportement et les caractéristiques des bétons chauffés, on peut retenir les constatations suivantes :

- pour une durée de traitement donnée, il existe une température optimale permettant d'avoir la résistance en compression optimale et inversement. Ce phénomène est représenté sur le graphique XIII-4.

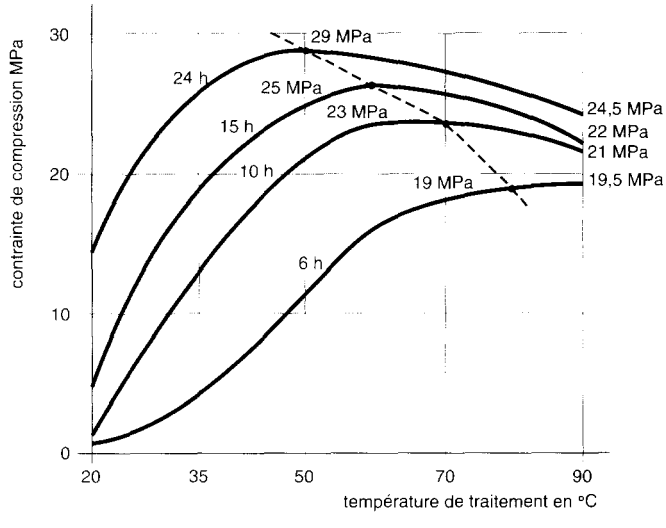


Fig. XIII-4 – Résistance en compression en fonction de la température et de la durée du traitement.

- Il existe un gradient de température important dans l'épaisseur d'une pièce de béton mise en œuvre à la température ambiante et chauffée par sa face inférieure sur une table chauffante. La figure XIII-5 montre le gradient mesuré depuis la face inférieure chauffée jusqu'à la face supérieure d'une dalle en béton de 20 cm d'épaisseur mise en œuvre à la température ambiante de 20 °C. On constate une différence de température de 60 °C au bout d'une heure entre la face inférieure et la face supérieure, différence qui n'est plus que de 15 °C au bout de 6 heures.
- En raison des différences de températures observées à l'intérieur de l'épaisseur d'une pièce de béton, on peut observer une différence dans l'évolution des résistances en fonction de cette épaisseur. La figure XIII-6 montre les différences de résistances mesurées sur la dalle examinée précédemment sur le plan des températures internes et permet de constater l'importance des différences entre le haut et le bas de la dalle dans ce type de traitement par chauffage d'une face.

La qualité du ciment est également un paramètre important, l'emploi de ciment fortement exothermique contribuant à l'augmentation de température et permettant à chauffage équivalent de réduire la durée du traitement (voir chapitre V paragraphe 3.1).

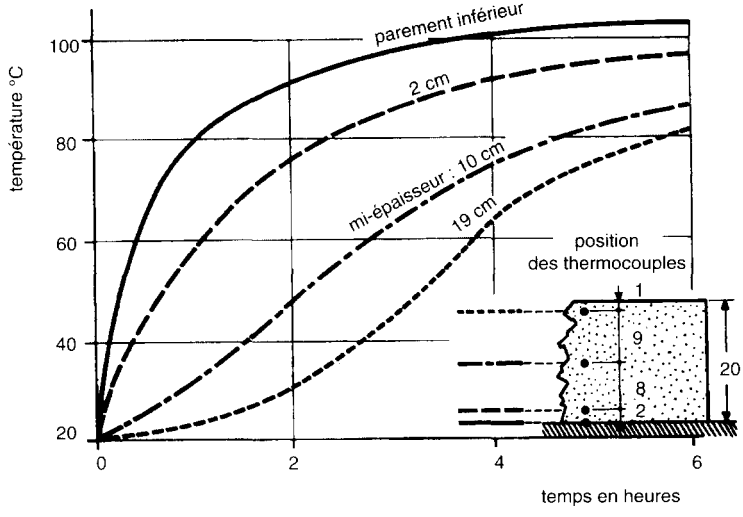


Fig. XIII-5 – Évolution des températures dans une dalle posée sur table chauffante.

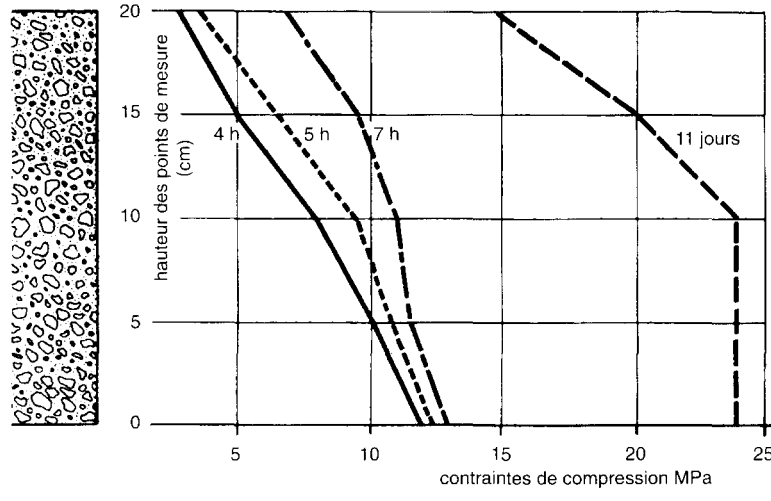


Fig. XIII-6 – Résistance en compression du béton à différentes hauteurs dans la dalle.

L'additif au fascicule 65 A après avoir différencié les deux familles de traitement thermique, c'est-à-dire les traitements « actifs » comportant un apport de chaleur extérieur et les traitements « passifs » consistant à éviter toute déperdition de la chaleur due à l'exothermie de la réaction de prise du ciment, précise les dispositions à respecter dans leur application et la démarche à réaliser dans les études préalables, dans le cadre d'ouvrages réalisés pour des marchés publics de travaux.

Succinctement on peut distinguer quatre phases dans un cycle de chauffage :

- une phase de préprise, d'une durée comprise entre 1 et 4 heures, mais qui est d'autant plus longue que la température initiale du béton est faible et que la vitesse de montée en température et la valeur maximale de cette température seront élevées ;
- une phase de montée en température qui doit être limitée à 20 °C par heure, une vitesse trop rapide provoquant une mauvaise hydratation du ciment d'où diminution de la résistance et risque de fissuration ;
- une phase isotherme, palier, à la température de traitement limitée au maximum à 80 °C, pendant laquelle la température est maintenue constante ;
- une phase de refroidissement au cours de laquelle la température décroît progressivement sans choc thermique jusqu'à la température ambiante, tout choc thermique risquant de provoquer une fissuration dans la masse de béton.

Lorsque le béton ne dispose pas de références, on procède à l'étude en laboratoire du béton dont la formule de composition répond aux mêmes exigences que celle d'un béton non traité thermiquement mais qui comprend l'exécution d'éprouvettes dont une partie est conservée dans les conditions normalisées et l'autre subit les conditions du traitement thermique envisagé. On admet que l'épreuve est probante lorsque les trois conditions suivantes sont respectées :

$$(1) \quad (f_{cj})_T \geqslant 1{,}1\, f_{cj}$$

$$(2) \quad (fc_{28})_T \geqslant 1{,}2\, f_{c28}$$

$$(3) \quad \frac{(f_{c28})_T}{(f_{c28})_{NT}} \geqslant 0{,}9$$

$(f_{cj})_T$ étant la moyenne arithmétique des éprouvettes traitées et rompues à j jours,

$(f_{c28})_T$ étant la moyenne arithmétique des éprouvettes traitées et rompues à 28 jours,

$(f_{c28})_{NT}$ étant la moyenne arithmétique des éprouvettes non traitées et rompues à 28 j.

Le même souci d'éviter les désordres dus à des chocs thermiques se retrouve dans différents textes qui spécifient en particulier de respecter les précautions suivantes :

- « la température ne doit pas dépasser 30 °C pendant les 3 premières heures suivant le malaxage et pas 40 °C pendant les 4 premières heures » ;
- « la montée en température ne doit pas excéder 20 K par heure » ;
- « la température maximale ne doit pas dépasser 60 °C dans l'ensemble, avec des valeurs individuelles ne dépassant pas 65 °C » ;
- « la vitesse de refroidissement ne doit pas dépasser 10 K/h » ;
- « le béton doit être protégé contre toute perte d'humidité pendant tout le processus de cure et lors du refroidissement ».

Ces exigences n'étant pas applicables lorsque l'on utilise la technique d'injection directe de vapeur dans le malaxeur.

9. BÉTONS MOULÉS DANS LE SOL

9.1 Principe

Cette technique consiste à excaver le sol à l'aide de tarières, trépans rotatifs ou bennes, en donnant à l'excavation la forme de l'ouvrage prévu : pieux, puits, murs, parois d'étanchéité, etc. Pour maintenir les parois de l'excavation et éviter tout éboulement, celle-ci est remplie d'une « boue » qui est une eau chargée de bentonite (argile extra-fine) et dont la densité est de l'ordre de 1,1. On appelle quelquefois cette boue liquide « eau lourde ».

On remplit ensuite cette excavation à l'aide d'un béton en opérant comme pour un bétonnage sous l'eau (fig. XII-2 et XII-3) ; le bétonnage commence évidemment par le fond et le béton fait refluer la boue vers le haut.

9.2 Qualité du béton

9.2.1 *Plasticité*

La qualité essentielle du béton à employer est d'être *très plastique*, on dit même quelquefois « presque liquide » ; la fluidité recherchée dépasse en général les possibilités de mesures au cône d'Abrams ; en effet, le béton doit, *sans vibration*, remplir parfaitement l'excavation et bien enrober les armatures s'il y en a ; dans ce cas, on ne fera pas descendre la dimension des mailles au-dessous de 10 cm. Si l'on utilise la méthode rapide exposée au chapitre X pour définir la composition du béton, il conviendra afin d'obtenir cette plasticité d'utiliser le coefficient K*p* pour béton « pompable » (tableau 10-2) et d'adopter en principe sa valeur maximale 10.

9.2.2 *Dimension maximale D*

La dimension maximale D des granulats est en général de 25 mm mais c'est une habitude non justifiée ; on peut très bien aller jusqu'à D = 50 et même 60 mm.

9.2.3 *Dosage en ciment*

Le dosage en ciment doit être renforcé pour compenser l'augmentation du dosage en eau nécessaire à une bonne plasticité ; on adopte couramment des dosages de l'ordre de 400 kg/m^3.

9.2.4 *Adjuvant*

Il est conseillé d'employer un adjuvant *plastifiant* pour permettre de limiter le dosage en eau nécessaire et dans le cas où le sable manque de fines (module de finesse $>$ 2,6 pour un sable 0/5 mm).

Dans le cas de masse importante, il convient d'employer un retardateur car le premier béton coulé doit remonter jusqu'au niveau supérieur de l'excavation et ne pas

avoir commencé sa prise (dans certains cas on a retardé la prise de 20 heures) ; il ne faut pas se baser pour cela sur le test de Vicat (début de prise du ciment) car le béton commence à acquérir une rigidité gênante pour sa progression avant le début de la prise théorique du ciment.

9.2.5 *Résistance*

La résistance recherchée n'est, en général, pas très élevée. On n'adopte que très rarement des contraintes de service supérieures à 6 MPa. Il faut cependant se couvrir assez largement étant donné les conditions de mise en œuvre.

9.3 Paroi d'étanchéité

Dans ce cas, on ne recherche pas la résistance mais l'aptitude pour un voile mince (10 à 50 cm d'épaisseur) à se prêter sans fissure aux déformations du sol. On ajoute alors, dans le béton, des fines (genre bentonite) ; sur certains chantiers, on s'est contenté d'ajouter un peu de ciment (50 à 100 kg/m^3) dans le mélange qui sortait de la machine d'extraction du terrain (tout-venant graveleux enrobé de bentonite).

10. BÉTONS RÉFRACTAIRES – RÉSISTANCE AU FEU

Nous avons donné, au paragraphe 2.8 du chapitre V, quelques indications sur les ciments à employer pour fabriquer des bétons capables de résister à de hautes températures.

Les granulats employés doivent être eux-mêmes réfractaires : chamotte (argilemite), gibbsite calcinée, sillimanite, corindon, alumine tabulaire... ; on pourra d'ailleurs réaliser des bétons réfractaires isolants en utilisant des granulats isolants tels que chamottes légères, vermiculite, corindon globulaire, pouzzolane...

La composition de ces bétons peut s'étudier suivant les méthodes classiques habituelles ; le dosage usuel en ciment est de 350 à 400 kg/m^3 et il faut éviter tout excès d'eau.

Des bétons composés de corindon globulaire et de ciment Secar 250 peuvent supporter des températures de 1 700°C et ouvrent des possibilités nouvelles en particulier dans le domaine de la construction des grands fours de l'industrie sidérurgique.

L'altération du béton par le feu peut en effet avoir pour cause l'action de la chaleur sur les granulats mais aussi sur la pâte de ciment hydratée et, le plus souvent, sur les deux à la fois.

En ce qui concerne l'action de la chaleur sur la pâte de ciment hydratée, c'est principalement à partir de 400° que l'on observe la décomposition de l'hydrate de calcium $Ca(OH)_2$:

$$Ca(OH)_2 \rightarrow CaO + H_2O\uparrow.$$

Ensuite à partir de 700°, on observe la décomposition du carbonate de calcium :

$$CO_3Ca \rightarrow CaO + CO_2\uparrow.$$

Ces deux décompositions détruisent la texture de la pâte hydratée et diminuent fortement la résistance en traction tandis que la résistance en compression se trouve moins compromise. Il convient également de remarquer qu'une teneur en eau interne trop élevée provoque, au-delà de 100°, des pressions interstitielles de vapeur pouvant déclencher l'éclatement du béton par petites plaquettes superficielles ; ce phénomène est particulièrement sensible sur les bétons de granulats légers non suffisamment secs.

De toute façon, le béton est parmi tous les matériaux courants de construction un de ceux qui résistent le mieux au feu. Dans la plupart des cas d'incendie, les structures en béton n'ont souffert que superficiellement et ont pu, en général, être réparées.

11. BÉTONS DE FIBRES

Il y a longtemps que l'on a cherché à améliorer la résistance à la traction des bétons de ciment (ou des mortiers) en y incorporant des fibres résistantes ; les plaques de « fibro-ciment » sont un exemple bien connu de mortier de ciment comprimé et armé de fibres d'amiante qui ont une forte résistance à la traction.

On a cherché depuis à utiliser d'autres matériaux toujours sous forme de fibres très fines, d'une épaisseur, suivant leur nature, d'environ 1/100 mm à plus d'un demi millimètre, pour en assurer une bonne diffusion dans la masse, l'objectif étant d'obtenir un matériau présentant un meilleur comportement à la traction et aux déformations.

Actuellement plusieurs natures de fibres sont utilisées, les qualités indispensables qu'elles doivent présenter sont les suivantes :

- pouvoir adhérer parfaitement à la pâte de ciment ;
- avoir une bonne résistance à la traction ;
- ne pas risquer d'être attaquées par le milieu basique du ciment ;
- ne pas se dégrader dans le temps et conserver leurs qualités propres ;
- ne présenter aucun danger pour la main d'œuvre qui les manipule ;
- ne pas avoir d'incidence excessive sur le coût du béton.

En fonction de ce qui précède, les fibres sont :

- en acier ;
- en copeaux d'acier ;
- en fonte ductile, leur intérêt particulier étant, outre une bonne adhérence, de ne pas être corrodables ;
- en polypropylène, auquel cas elles peuvent être défibrillées ;
- en verre dont la composition chimique est étudiée pour ne pas être attaquées par les alcalins du ciment ;
- en fibre de carbone ou en kelvar dont les qualités techniques sont excellentes mais dont l'emploi est rarissime en raison de leur coût prohibitif.

Les améliorations effectivement apportées par la présence de fibres dans le béton sont essentiellement :

- une moindre fragilité due à l'augmentation de la déformabilité, le béton ne se rompant plus brusquement sous l'effet de l'ouverture d'une fissure, mais se microfissurant, et chaque microfissure étant momentanément cousue par la présence des fibres qui, ainsi, retardent la rupture ;
- une meilleure résistance aux chocs, à l'usure et à l'abrasion ;
- une légère augmentation de la résistance à la traction, la résistance à la compression n'étant, quant à elle, pas modifiée ;
- une tenue au gel sensiblement supérieure.

La nature des fibres peut avoir une incidence sur telle ou telle propriété du béton, en sorte que leur choix dépend en partie des applications auxquelles elles sont destinées. Nous avons essayé dans ce qui suit de donner quelques renseignements d'ordre pratique sur les fibres les plus couramment utilisées en rappelant qu'il est avantageux de faire préciser par les fournisseurs les quantités de fibres à mettre en œuvre compte tenu des caractéristiques de l'ouvrage à réaliser.

11.1 Fibres métalliques en acier

En fils d'acier étirés et coupés, elles peuvent être de section circulaire ou carrée, souvent ondulées sur toute leur longueur, ou torsadées ou seulement crantées à leurs extrémités pour améliorer leurs qualités d'adhérence. Les plus courantes ont des longueurs de 30 à 60 mm avec des diamètres de 0,4 à 1 mm ; quelquefois elles sont traitées contre la corrosion ou sont en acier inoxydable. Certaines d'entre elles, en acier doux écroui, d'une longueur de 25 à 60 mm, sont encollées par paquets de 10 à 30, leur dispersion dans le malaxeur s'opérant aisément et rapidement en évitant la formation d'oursins (ou boules de fibres), due au fait que les fibres ont naturellement tendance à s'agglomérer pendant le malaxage par suite des frottements réciproques, d'où la nécessité de prendre des précautions pour bien les répartir dans toute la masse du béton en évitant de les déverser d'un seul coup.

Les principaux avantages obtenus sont une amélioration des résistances à la traction et à la flexion, une augmentation de la ductilité donc une bonne tenue aux chocs ainsi qu'à l'usure.

De ces avantages découlent les principaux domaines d'utilisation : en particulier les dallages industriels, les dallages de parking, les pistes, les pieux, les déversoirs de barrage, les silos. En préfabrication, les poutrelles, les voussoirs, les canalisations et tuyaux soumis notamment à une forte abrasion... En béton projeté, où l'on utilise généralement des fibres courtes, pour la réfection des tunnels, galeries et talus de protection des berges.

L'emploi de fibres permet de réduire sensiblement l'épaisseur des dallages car il est possible de prendre dans les calculs une résistance à la traction supérieure à celle généralement admise dans les règlements (la valeur admise de 2,2 MPa pouvant être augmentée jusqu'à une valeur maximale de 3 MPa). À cet avantage s'ajoute celui

d'une réduction du nombre de joints de retrait, la fissuration étant plus limitée et répartie de façon à permettre une augmentation des distances entre deux joints ainsi que dans certains cas la possibilité de réduire la section du treillis soudé. Certains fabricants estiment même qu'il est possible de supprimer totalement le treillis (à la condition impérative que ce treillis n'ait aucun rôle structurel) ce qui ne doit être envisagé qu'avec prudence, une fois certain que le pourcentage de fibres prévu assurera la reprise des différents efforts.

La quantité de fibres à incorporer doit faire l'objet d'une étude, mais si théoriquement elle est comprise entre 0,3 et 2 % en volume, soit approximativement entre 30 et 160 kg/m^3, les dosages courants sont de l'ordre de 30 kg, éventuellement jusqu'à 50 kg, quantité pratiquement non dépassée ne serait-ce que pour des raisons économiques. Le plus souvent, les fournisseurs, en fonction de l'ouvrage à réaliser et de ses caractéristiques générales, indiquent le type de fibre à incorporer (longueur et diamètre), ainsi que le pourcentage nécessaire.

Lorsque la détermination du pourcentage de fibres est réalisé expérimentalement, on procède à la confection d'éprouvettes prismatiques de 14 × 14 × 56 cm, comportant différents pourcentages de fibres, que l'on soumet à un essai de flexion au cours duquel on enregistre les courbes charges/flèches conformément aux prescriptions de la norme NF P 18-409. Ceci permet de déterminer la ductilité, c'est à dire la résistance en fonction des déformations au-delà de la première fissure. On peut estimer que le pourcentage de fibres à incorporer est celui permettant d'avoir, par rapport à la charge maximale provoquant la première fissure, une charge d'au moins 65 % à la flèche 0,7 mm et 50 % à la flèche 1,4 mm.

Les différentes études réalisées sur les bétons de fibres montrent que l'espacement des fibres joue un rôle important et si l'on désigne par « s » le facteur d'espacement, plus ce facteur est faible, meilleure est la résistance à la traction. En général on admet que ce facteur qui est lié à la quantité de fibres incorporées, doit être inférieur à 12 mm.

Les bétons confectionnés avec des fibres sont plus difficiles à mettre en œuvre que les bétons classiques, leur ouvrabilité étant d'autant moins bonne que le pourcentage de fibres est élevé et que la dimension des granulats est plus grande. Le rapport longueur/diamètre des fibres influe également sur l'ouvrabilité.

Dans ces conditions un certain nombre de dispositions doivent être prises lors de la confection de bétons de fibres ; il faut :

- limiter le rapport $\frac{G}{G+S}$ à 0,5, valeur maximale, ce qui en pratique se traduit par une augmentation des éléments fins et éventuellement un légère augmentation du dosage en ciment ;
- limiter la dimension maximale « D » ;
- utiliser dans la construction des dallages, lors de la mise en place du béton, des règles vibrantes plutôt que des aiguilles vibrantes et procéder à un talochage en évitant de provoquer l'apparition de fibres en surface.

Certaines fibres sont en copeaux d'acier, elles présentent un profil irrégulier, leurs longueurs les plus courantes étant de l'ordre de 20 à 35 mm, avec des épaisseurs comprises approximativement entre 0,5 et 1,05 mm. Leur emploi est identique à celui des fibres précédentes.

11.2 Fibres en fonte ductile

Elles se présentent sous forme de rubans souples, amorphes, coupés en longueurs de 15 à 40 mm, leur largeur étant comprise entre 0,5 et 3 mm pour des épaisseurs de 20 à 40 microns, l'épaisseur moyenne étant de 30 microns.

Elles sont utilisées en mortier, en béton classique et en béton projeté.

En mortier (Premix), de consistance humide, le E/C étant faible (voisin de 0,3) et mis en place par vibration, elles sont surtout utilisées en préfabrication de pièces minces. En béton, leur utilisation se retrouve en préfabrication de pièces épaisses ainsi que dans les différents domaines d'emploi des fibres en acier, tels que dallages, silos,... De même en béton projeté, ce sont essentiellement dans les travaux de réparation de tunnels, d'égouts, de talus en zones humides, qu'elles sont utilisées, leur propriété de n'être pas corrodables constituant un avantage.

Différents essais ont montré que la résistance à la flexion du béton armé de fibres est indépendante de la longueur des fibres incorporées, par contre la résistance à la compression est légèrement augmentée par l'emploi de fibres courtes en raison d'une meilleure homogénéité du composite.

Leur dosage dans les bétons est compris en général entre 20 et 50 kg/m^3, un dosage à 30 kg donnant dans la plupart des cas de bons résultats. En mortier, avec un dosage de 1,7 % en volume soit environ 130 kg/m^3, il a été constaté une augmentation de la résistance à la flexion dans un rapport de 4 à 1 par rapport à un témoin de même composition sans fibres.

11.3 Fibres de polypropylène

Les fibres se présentent le plus souvent en faisceaux qui une fois introduits dans le malaxeur se séparent et se répartissent dans la masse du béton.

Leurs longueurs les plus courantes varient de 10 à 50 mm pour des diamètres compris entre 15 et 250 microns.

Leur masse volumique est d'environ 0,9 et leur résistance à la traction est sensiblement le quart de celle des fibres métalliques.

Les fibres de polypropylène améliorent la résistance aux chocs, à l'écaillage et limitent les risques de fissuration dus au retrait dans les premiers âges du béton. Par ailleurs leur ajout ne diminue pas la maniabilité du béton mais au contraire aurait tendance à l'améliorer.

Des essais de laboratoire ont également montré une diminution de l'absorption d'eau des bétons armés de fibres de polypropylène.

Ces propriétés conduisent à utiliser les fibres de polypropylène pour la réalisation de sols susceptibles de subir des chocs, de dallages divers, d'éléments préfabriqués minces, de réparations d'ouvrages par la technique du béton projeté, et de tous ouvrages pour lesquels on souhaite améliorer les conditions de maniabilité du béton ainsi que sa cohésion, tels que bétons pompés, enduits, mortiers projetés...

Le type de fibres à utiliser dépend essentiellement de la dimension des granulats, les fibres les plus courtes étant choisies pour des micro-bétons, les plus longues pour ceux dont le « D » est important. C'est ainsi que certains fabricants préconisent des fibres de 20 mm pour des bétons dont la dimension des granulats n'excède pas 15 mm, celles de 50 mm étant réservées à des bétons pour lesquels « D » est compris entre 30 et 40 mm.

Les quantités à mettre en œuvre sont de l'ordre de 0,5 kg jusqu'à un maximum de 2 kg par m^3 de béton, soit entre 0,05 et 0,2 % en volume. Dans la majorité des cas les dosages habituels sont de 600 gr/m^3 ou 900 gr/m^3 et très rarement 1 200 gr/m^3 (À noter que certains fabricants indiquent des dosages supérieurs dans le cas de fibres ayant un diamètre plus fort que ceux indiqués précédemment).

De même que pour les bétons de fibres métalliques, il est possible de réduire les joints dans les dallages ainsi que l'armature en treillis, autre que l'armature structurelle, à la condition de s'assurer que cette disposition n'engendre aucun risque.

11.4 Fibres de verre

Le verre étant attaqué par les alcalins du ciment, les fibres de verre pour pouvoir être utilisées dans le béton doivent, soit avoir été traitées par ensimage, soit être protégées au moment de leur emploi par ajout dans la gâchée de polymères, soit enfin avoir été fabriquées avec un verre au zirconium, cette dernière solution étant la plus pratique.

Les fibres de verre présentent d'excellentes caractéristiques : leur résistance à la traction est supérieure à celle de l'acier et leur coefficient de dilatation est sensiblement égal à celui de la pâte de ciment.

Des essais en flexion ont donné sur des éléments minces de 15 mm d'épaisseur totale, coulés en plusieurs couches, des résistances de 10 à 30 MPa à 28 jours. Par contre le comportement dans le temps est mal connu et, en raison de la minceur des éléments avec fibres de verre, il a été parfois constaté un vieillissement réduisant ces caractéristiques.

Les avantages apportés par l'incorporation de fibres de verre sont donc une très bonne résistance à la traction, une plus grande ductilité en compression et en traction, une réduction de l'écaillage en cas de choc, d'où des possibilités d'allégement des pièces par diminution de leur épaisseur, ce qui les fait surtout utiliser dans le moulage de pièces minces en mortier. Leur domaine d'utilisation est donc la fabrication de panneaux très minces, inférieurs à 20 mm d'épaisseur, de tuyaux d'assainissement, d'éléments décoratifs préfabriqués...

Les mortiers à base de fibres de verre sont réalisés suivant divers procédés :

a) le procédé Premix, qui consiste à confectionner un mortier composé de sable de granulométrie 0,1 à 1 mm avec un rapport sable / ciment de l'ordre de 0,4 à 0,5, conduisant à des dosages en ciment très élevés, avec un E/C de 0,25 à 0,35, le pourcentage de fibres de verre étant 4 à 5 %, soit environ 80 à 100 kg/m^3.

Les éléments étant parfois colorés et présentant presque toujours un aspect décoratif sont fréquemment confectionnés avec ciment blanc.

Il est indispensable d'assurer une cure prolongée en milieu humide vu les dosages élevés en ciment. Cette cure qui doit se prolonger plusieurs jours est généralement assurée par pulvérisation d'eau, toute dessiccation qui entraînerait un retrait excessif et une porosité défavorables à la durabilité devant être évitée.

b) le procédé par projection qui consiste, quant à lui, à réaliser par projection d'un mortier très riche en ciment en deux ou mieux trois couches de 3 à 5 mm d'épaisseur chacune, des éléments, préfabriqués généralement des plaques ou des panneaux. L'appareil de projection est un pistolet pneumatique comportant deux buses, l'une véhiculant le mortier, l'autre les fibres qui sont automatiquement coupées à des longueurs de 25 à 50 mm à la sortie de la buse, les débits respectifs des deux buses pouvant être réglés indépendamment. Le mortier une fois projeté est ensuite serré par un système de rouleaux lui assurant sa compacité. Dans de nombreux cas la projection du mortier de fibres est faite sur une première couche appliquée en fond de moule, confectionnée avec la même composition de mortier, mais ne comportant pas de fibres, cette couche constituant la peau du panneau et assurant ainsi une meilleure durabilité, compte tenu de la très faible épaisseur des pièces.

Il est possible de renforcer les panneaux de grandes dimensions par des nervures et de prévoir des pièces de fixation pour raccordement au gros œuvre.

Ce procédé peut également s'appliquer sur chantier pour la réalisation d'enduit monocouche, la longueur des fibres étant généralement comprise entre 25 et 35 mm.

La composition de ces mortiers est en général pour 50 kg de ciment, de 50 kg de sable, d'une quantité de fibres de 3,6 à 6 kg, auxquels est ajouté un superplastifiant rétenteur d'eau, le E/C étant de l'ordre de 0,30 à 0,35. Le retrait élevé en raison du pourcentage de ciment dans le mélange, il est indispensable, pour diminuer les risques de faïençage et de fissuration, de prévoir une cure prolongée en milieu humide. Dans certains cas il peut se révéler avantageux d'ajouter un produit épaississant en remplacement d'une petite fraction du ciment.

12. BÉTON PROJETÉ

La projection du béton est réalisée en le transportant dans un tuyau et en le projetant sur une paroi à l'aide d'air comprimé. On distingue :

- *la projection par voie sèche :* l'eau n'est ajoutée qu'à l'extrémité de la lance et le mélange est sec (à l'humidité du sable près) pendant son transport dans le tuyau, sous « flux dilué » d'air comprimé ;

- *la projection par voie mouillée ou humide :* l'eau est ajoutée au malaxage comme pour un béton destiné à être coulé.

En voie mouillée, deux techniques sont utilisées :

- L'air comprimé, comme en voie sèche, est introduit à la machine. En se détendant il propulse, en l'accompagnant, le mélange mouillé dans la conduite. Le béton est, de ce fait, additionné d'une quantité d'air plus ou moins importante pendant son transport et la méthode est appelée : *voie mouillée à flux dilué.*

Dans cette méthode, une addition complémentaire d'air peut être faite à la lance pour augmenter la force de projection.

- L'air comprimé est exclusivement introduit à la lance, il est donc absent dans la conduite de transport que le béton gâché emplit entièrement. La méthode est appelée : *voie mouillée à flux dense.* Le transport n'est plus assuré grâce au déplacement d'air comprimé dans le tuyau, mais réalisé par pompage : la machine à projeter est une pompe à béton.

La voie sèche permet d'utiliser des granulats relativement gros (15 à 20 mm), de limiter le dosage en ciment en fonction de l'ouvrage à réaliser et d'avoir un rapport E/C faible d'où un retrait réduit. Par ailleurs la grande vitesse de projection assure un bon compactage et des résistances à la compression en conséquence, ainsi qu'une excellente adhérence au support. Par contre les pertes de gravillons par rebond sont importantes, ce qui peut avoir une incidence sur le coût qui s'en trouve majoré du fait notamment du nettoyage du chantier en fin de travaux (se reporter au chapitre V paragraphe 3.3).

Dans le cas de la projection par voie mouillée, le béton est uniformément mouillé mais doit présenter une plasticité suffisante pour assurer son transport, d'où un E/C plus élevé conduisant souvent à utiliser un plastifiant réducteur d'eau ; la vitesse de projection plus faible réduit dans de fortes proportions les pertes par rebond.

Le choix de la méthode dépend souvent du type d'ouvrage à réaliser. Sommairement, on peut estimer souvent préférable de choisir la voie sèche dans le cas de projection en plafond qui avec cette méthode ne nécessite pas l'utilisation d'adjuvant raidisseur type silicate, dont la conséquence est une très forte réduction des caractéristiques mécaniques, ou dans le cas de travaux de renforcement, tels ceux nécessités à la suite d'un incendie ou de dégradations par corrosion des armatures dans des éléments de structure par exemple, pour lesquelles l'adhérence au support est primordiale. L'adjonction de fumées de silices dans la composition permet de réduire ou de supprimer les accélérateurs lorsque ceux-ci sont envisagés. En revanche la voie mouillée se justifie dans les cas de projection vers le bas ou en faible épaisseur, cas de renforcement de dalle...

D'une façon générale le béton projeté constitue souvent, sinon la seule solution, tout au moins la meilleure, dans les travaux de renforcements, de réparations de galeries ou de collecteurs, en travaux souterrains et dans tous les cas où la structure présente des formes irrégulières complexes pour lesquelles la confection d'un coffrage serait très compliqué et coûteux.

Enfin il existe des adjuvants spécifiques du béton projeté (et pompé) donnant au béton une forte cohésion qui réduit de ce fait les pertes par rebond, présentant de fortes caractéristiques mécaniques et autorisant des épaisseurs de projection, par passe, supérieures à 7 cm. Leur emploi est valable aussi bien en projection par voie sèche que par voie mouillée.

13. BÉTONS DE LATÉRITE

Dans les pays équatoriaux et tropicaux, on trouve en quantité de la latérite, roche métamorphique.

Les *latérites* sont formées par altération lente des basaltes favorisée par les climats tropicaux et équatoriaux (chaleur et humidité). Composées essentiellement d'alumine et d'oxyde de fer, elles se présentent sous forme de terres rouges contenant des nodules plus durs dus à la dissolution et à la recristallisation des oxydes de fer et d'alumine. Lorsque cette recristallisation se produit en surface, elle engendre la formation de la « cuirasse latéritique ».

Les bancs de latérite sont plus ou moins graveleux. Par criblage on peut en extraire des granulats susceptibles d'être utilisés en tant que graviers dans la composition des bétons ; ils peuvent également être obtenus par concassage de la croûte superficielle dite « cuirasse latéritique ».

On dispose actuellement de quelques résultats concernant ces bétons mais ils sont encore trop peu nombreux pour en permettre une bonne connaissance ; il en ressort cependant les conclusions approximatives suivantes :

- La latérite est plus ou moins poreuse, ce qui entraîne une certaine absorption d'eau pouvant modifier l'ouvrabilité du béton d'où la nécessité d'un prémouillage comme pour les granulats légers.
- Sa densité en masse volumique peut atteindre 2,8 à 3,0 kg/dm^3 par suite de la charge en oxyde de fer.
- Sa rugosité de surface augmente la demande en pâte pure de ciment (donc le dosage en ciment).
- Les granulats de latérite doivent être très bien lavés pour être totalement débarrassés de toute poussière ou terre rouge adhérentes.
- Seuls les éléments graveleux peuvent être utilisés pour obtenir un béton d'une certaine résistance. Avec eux on utilisera un sable naturel (ou à défaut concassé) et de qualité traditionnelle (siliceux par exemple).
- La composition des bétons de granulats latériques s'établit de la même manière que pour les granulats traditionnels.
- Les résistances obtenues sont en général plus faibles (à dosage en ciment équivalent) que celles des bétons traditionnels – certains auteurs avancent des valeurs ne dépassant guère 25 MPa en compression à 28 jours.

14. COMPOSITION ET FABRICATION DES BÉTONS CAVERNEUX

Les bétons caverneux sont obtenus par mélange de gros granulats avec une pâte de ciment sans sable (ou très peu). La pâte de ciment enrobe les granulats et les soude en leurs points de contact. On peut employer un granulat ordinaire ou un granulat léger.

À titre d'exemple nous donnons le dosage volumétrique suivant :

Gravier 5/25	1 000 ℓ
Sable 0/5	100 ℓ
Ciment	250 kg

Le dosage en eau doit être tout juste suffisant pour provoquer un bon enrobage des graviers. Un excès d'eau est dangereux car il provoque un lavage des granulats avec entraînement de la laitance dans le fond de la bétonnière ou du moule.

14.1 Caractéristiques

Avec les granulats courants la densité peut être de l'ordre de 1,6 à 1,8 t/m^3. On peut descendre au-dessous avec des granulats légers (0,7 à 1 avec de l'argile expansée).

Les résistances mécaniques sont très faibles. En compression, on a en général $3 < f_{c28} < 7$ MPa ; en traction le « collage par point » explique la très faible résistance.

14.2 Utilisation, avantages et inconvénients

On utilise le béton caverneux pour faire des parties de bâtiments ou d'ouvrages pour lesquelles la résistance n'est pas spécialement recherchée : murs en béton banché, bétons de remplissage, etc.

Ces bétons présentent l'avantage d'être économiques tant sur les matériaux (faible dosage en ciment) que sur la mise en œuvre (pas de vibration, simple piquage, par couches successives) et sur les coffrages, car ces bétons poussent peu.

Leur texture très ouverte en fait un matériau de bonne isolation thermique et surtout s'opposant parfaitement aux remontées d'humidité par capillarité.

Ils ont comme inconvénients leur très faible résistance et leur aspect « caverneux » qui nécessite parfois un enduit rapporté qui s'accroche évidemment très bien. Cependant ils manquent totalement d'étanchéité.

Chapitre XIV

NÉCESSITÉ ET PRINCIPES DU CONTRÔLE

Depuis que l'on utilise du béton dans la construction des ouvrages, la nécessité est apparue d'un contrôle des qualités de ce matériau, en particulier de sa résistance.

Ainsi déjà le règlement du 20 octobre 1906 « Instructions relatives à l'emploi du béton armé » stipulait à son article 4 :

« La limite de fatigue à la compression du béton armé à admettre dans les calculs de résistance des ouvrages ne devra pas dépasser les 28/100 de la résistance à l'écrasement acquise par le béton non armé de même composition après 90 jours de prise et *mesurée sur des cubes de 20 cm de côté.* »

Une trentaine d'années plus tard les Instructions du 19 juillet 1934 reprenaient les mêmes bases en ajoutant simplement : « les essais de résistance à 90 jours du béton fabriqué, employé et conservé dans les conditions du chantier seront effectués sur des cubes de 0,20 m de côté avec interposition de feuilles de carton entre le béton et les plateaux de la presse... Dans tous les cas la *résistance du béton à la compression sera contrôlée* sur chantier à 7 et 28 jours ».

Dans les règles BA 45, les bases restaient les mêmes avec une seule précision supplémentaire concernant la dimension minimale des éprouvettes cubiques qui était fonction de la dimension maximale D des granulats employés.

Les règles BA 60 donnaient en revanche une importance marquée aux essais de contrôle du béton par éprouvettes ; la notion de contrainte nominale apparaissait (prise en considération de la dispersion des résultats par déduction sur la valeur moyenne des 8/10 de l'écart quadratique). Le cube était abandonné au profit du cylindre et des précisions étaient données sur les moules, la confection et la conservation des éprouvettes ainsi que sur la technique des essais, mais un grand nombre de points, pourtant essentiels, restaient encore assez flous comme, par exemple, le procédé de serrage du béton dans les éprouvettes.

Par la suite, les règles CCBA 68 reprenaient pratiquement sans grand changement les stipulations des règles BA 60.

Enfin, par décret du 21 mars 1969, était rendue obligatoire, pour les marchés de l'État, l'application du Fascicule n° 65 (exécution des ouvrages en béton armé) qui a lui aussi été réactualisé pour devenir le 65 A.

Les BAEL (Béton Armé aux États Limites) parus en 81, 83 et 91 n'ont pratiquement pas modifiés les principes du contrôle des bétons.

Le BAEL 91 actuellement applicable, tient compte des connaissances actuelles sur le béton en matière de contrôle auquel il fait une large place ; il apporte toutes les précisions nécessaires sur lesquelles il se trouve d'ailleurs pratiquement en accord avec les stipulations des diverses normes AFNOR dont la mise au point et la parution ont été de pair.

La norme P 18-325 de 1991 reproduisant la prénorme européenne EN 206 apporte un certain nombre de précisions et compléments qui ne changent pas sensiblement les us et coutumes actuels en tant que critères de conformité du béton. Le projet de réactualisation pourrait prendre en compte le fait d'avoir à harmoniser des essais réalisés avec des méthodes et appareillages différents d'un pays de l'Europe à l'autre. Ce faisant, elle pourrait élargir certaines spécifications, par exemple celles relatives au contrôle de la plasticité ou de la résistance mécanique, en fonction de l'appareil ou du moule utilisé, et en précisant des périodicités applicables au matériau fini et à ses constituants.

Mais pourquoi ce contrôle est-il tellement nécessaire et les dépenses supplémentaires qu'il entraîne inévitablement sont-elles justifiées ?

Il ne faut pas oublier que le béton est un matériau dont la composition et la préparation sont effectuées sur le chantier par un personnel quelquefois insuffisamment qualifié et que, pour garantir la qualité du matériau encore sous forme de béton frais, il convient évidemment que soit contrôlée plus ou moins fréquemment la qualité des matériaux employés, la composition du mélange et son malaxage. Mais ce béton qui est mis en œuvre dans des coffrages n'est pas un matériau simple et stable, car il est en cours d'évolution rapide. On ne peut se contenter d'en juger ultérieurement le résultat final sur, par exemple, le simple examen des parements ; ils n'en constituent que l'aspect extérieur d'autant plus que pour que cet aspect soit satisfaisant au décoffrage, on peut être tenté de mouiller le béton un peu plus que prévu, ce qui ne manque pas, comme l'on sait, de faire chuter la résistance. Un contrôle doit donc également être exercé sur la qualité du béton après durcissement concernant la résistance en particulier.

Ces contrôles entraînent, c'est un fait, quelques dépenses supplémentaires mais ce n'est qu'à ce prix que l'on peut faire confiance au matériau et admettre des contraintes relativement élevées permettant la construction d'ouvrages plus légers, d'où, en revanche, source d'économie de matière. Il suffit d'ailleurs de considérer les contraintes normalement admises en compression dans le règlement de 1906 : 56 kg/cm^2, c'est-à-dire environ 5,5 MPa pour un béton dosé à 400 kg de ciment par mètre cube ; cette valeur passe en 1934 à 70 kg/cm^2 soit 7 MPa, alors qu'aujourd'hui on admet des contraintes sans risques supplémentaires, au contraire, qui, dans certains cas peuvent atteindre 20 MPa, certes grâce à l'amélioration de la qualité des ciments mais surtout grâce à un contrôle efficace permettant de réduire les marges de sécurité nécessaires.

Dans son principe, le contrôle comprendra deux cas qu'il convient de *bien distinguer,* car il s'agit en effet :

- *soit de contrôler* la qualité intrinsèque du mélange que l'on a réalisé dans un malaxeur, indépendamment des diverses opérations qui suivront et des conditions dans lesquelles se fera le durcissement du béton de l'ouvrage ;
- *soit d'apprécier* la qualité du béton de l'ouvrage compte tenu de toutes les conditions (transport, mise en œuvre, vibration, température au cours de la période de durcissement, etc.).

Dans le premier cas, le contrôle peut s'exercer dans des conditions précises et suivant un processus bien défini. C'est l'essai de contrôle.

Dans le deuxième cas, il est plus difficile de définir rigoureusement les conditions d'exécution de l'essai qui n'en est pas moins nécessaire ; c'est l'essai d'information.

Ce distinguo est mis en évidence par la façon dont on opère l'échantillonnage, la confection, la conservation et les essais mécaniques suivant les deux hypothèses envisagées :

- contrôler la production du béton pour la détermination de la résistance d'échantillons prélevés durant la décharge du malaxeur ou directement après décharge sur le tas et conservés dans des conditions spécifiées indépendantes des conditions de transport et de mise en œuvre ;
- déterminer la résistance du béton conservé dans des conditions aussi voisines que possible de celles de la structure.

Toutes les opérations nécessitées par le contrôle doivent être exécutées par du personnel qualifié.

Cependant, le rôle fondamental du contrôle est *d'être avant tout préventif :* c'est sur le camion à l'arrivée au chantier qu'il faut contrôler, ne serait-ce que par un simple coup d'œil, la qualité des granulats (calibre et propreté en particulier). Il faut prévoir des dispositions permettant d'assurer correctement une précision suffisante des dosages qu'ils soient pondéraux ou volumétriques et il faut les contrôler. Il faut surveiller le malaxage, le dosage en eau et la plasticité, le transport, la mise en œuvre et pourchasser toute cause de ségrégation. Il faut prévoir et faire exécuter une vibration suffisante mais sans excès. Il faut, si nécessaire, prévoir et faire réaliser une cure efficace du béton (protection contre la dessiccation ou le gel). Enfin, il faut contrôler les qualités du béton par des prélèvements pour confection d'éprouvettes permettant de vérifier que la résistance demandée est bien atteinte, et cela sera pratiquement toujours le cas lorsque les conditions précédentes auront été satisfaites. On évitera ainsi la question toujours embarrassante : que doit-on faire si les éprouvettes donnent, aux essais, des résultats insuffisants ?... Démolir l'ouvrage conseilleront ceux qui ne sont pas les payeurs ! Mais d'autres tenteront de prouver sans avoir toujours tort d'ailleurs, que l'on ne peut avoir confiance dans des éprouvettes faites n'importe comment par n'importe qui et avec n'importe quoi ! D'où l'impérative nécessité de faire réaliser les opérations de contrôle par du personnel qualifié.

1. MOULES ET ÉPROUVETTES

1.1 Moules et éprouvettes cylindriques

On doit normalement utiliser le type marqué d'une croix suivant la catégorie et la nature de l'essai à effectuer tel qu'indiqué dans le tableau 14-1.

Tableau 14-1

Utilisation normale des types de moules

Catégorie et nature de l'essai / Types de moules	Recherche			Étude – Convenance Contrôle – Information		
	Compression	Fendage	Traction directe	Compression	Fendage	Traction directe
Métallique	X	X	X	X	X	X
Matière plastique	X		X	X	X	X
Carton			X	X		X

Tableau 14-2

Dimensions de fabrication des moules et éprouvettes cylindriques

Format	Dimensions de fabrication (mm)		Section (cm^2) par un plan		D (mm)
	Diamètre a	Hauteur	Orthogonal	Diamétral	
Cylindre de 11	112.8	220	100	248	$\leqslant 25$
Cylindre de 16	159.6	320	200	511	$\leqslant 40$
Cylindre de 25	252.5	500	500	1 262	$\leqslant 63$

À noter que pour tenir compte des habitudes des autres pays, la norme européenne indique pour les cylindres un diamètre a = 15 cm et une hauteur h = 30 cm.

Choix du format des moules

Le format de moule cylindrique à employer dépend de la dimension D du granulat; si « a » est le diamètre du moule ou de l'éprouvette cylindrique, il ne doit pas être inférieur à 4D.

D'où les valeurs-limites de D, en fonction du format, inscrites dans la dernière colonne du tableau 14-2.

Les normes fixent certaines tolérances sur les dimensions nominales de fabrication.

1.2 Forme des moules et des éprouvettes prismatiques

Les éprouvettes prismatiques sont constituées par des prismes à section carrée de côté a et de longueur L = 4 a; on a alors, dans l'essai de rupture par flexion, une distance entre appuis $\ell = 3\ a$.

Tableau 14-3

Dimensions de fabrication des moules et éprouvettes prismatiques

Prisme de	Dimensions de fabrication (mm)		Section a^2 (cm^2)	Distance entre appuis inférieurs $\ell = 3a$ (mm)	Abouts $\frac{L-\ell}{2}$ (mm)	D (mm)
	Arête *a* de la base	Longueur L = 4 a				
7	70,7	282,8	50	212,1	35,3	⩽ 16
10	100	400	100	300	50	⩽ 25
14	141,4	565,6	200	424,2	70,7	⩽ 31,5
20	200	800	400	600	100	⩽ 50

1.3 Moules et éprouvettes cubiques

D'après les règlements en vigueur (normes, fascicule 65 A, BAEL 91, BEPL 91), en France, la détermination de la résistance à la compression est mesurée par compression axiale de cylindres. Toutefois la normalisation européenne prévoit l'utilisation d'éprouvettes cubiques et indique qu'« avant le commencement des travaux, on doit décider par accord mutuel si la résistance à la compression est évaluée à partir d'essais sur éprouvettes cubiques ou cylindriques ».

Tableau 14-4

Dimension de fabrication des moules et éprouvettes cubiques

Format cube de	Dimension de fabrication Arête *a* (mm)	Section (cm^2)	D (mm)
10	100	100	⩽ 25
14	141,4	200	⩽ 31,5
20	200	400	⩽ 50
30	300	900	⩽ 80

(Même remarque que pour les cylindres où les cubes de 15 cm d'arête sont utilisés dans plusieurs pays d'Europe.)

2. DIFFÉRENTS TYPES D'ESSAIS

Pendant très longtemps, on s'est contenté de faire des éprouvettes pour contrôler le béton mais bien souvent sans savoir d'une façon bien précise ce que l'on cherchait à

contrôler. Il s'ensuivait des controverses quant aux processus à suivre du fait que sans le préciser les buts poursuivis n'étaient pas les mêmes.

Chaque type d'essai est maintenant bien défini tant en ce qui concerne le but poursuivi que le processus d'exécution à appliquer.

2.1 Essais d'étude de convenance et de contrôle

2.1.1 *Définitions*

Essai d'étude : essai exécuté entièrement en laboratoire avec les constituants qui seront utilisés par le chantier dans le but de déterminer la composition du béton étudié, compte tenu des caractéristiques demandées et des conditions de mise en œuvre.

Essai de convenance : essai ayant pour but de vérifier qu'avec les moyens du chantier, on peut réaliser avec un minimum d'aléas, le béton défini par l'essai d'étude. Il a également pour but de vérifier que les quantités de constituants prévues par mètre cube de béton donnent bien 1 m^3 de béton.

Essai de contrôle : essai ayant pour but de vérifier la régularité de la fabrication et de contrôler si les caractéristiques prescrites sont bien atteintes.

2.1.2 *Processus d'exécution*

Dans ces trois catégories d'essais les méthodes de confection des éprouvettes, de conservation et d'essais *sont les mêmes* et telles qu'elles sont définies dans la norme P 18-404 :

2.1.2.1 *Échantillonnage du béton*

Soit V le volume de la gâchée ou de la charge.

Si $V \leq 0{,}5$ m^3, on fait un prélèvement au milieu de la gâchée.

Si $0{,}5$ $m^3 < V \leq 2$ m^3, on fait deux prélèvements au tiers et aux deux tiers de la gâchée.

Si $V > 2$ m^3, on fait trois prélèvements au quart, au milieu et aux trois quarts de la gâchée.

Les prélèvements se font à la sortie du malaxeur ou du camion transporteur dans le cas de livraison de béton prêt à l'emploi.

On mélange et on homogénéise les prélèvements provenant d'une même gâchée ou d'une même charge et on en prélève la quantité voulue pour le remplissage des moules.

2.1.2.2 *Serrage du béton*

a) Cas où l'affaissement est inférieur à 12 cm.

Dans les cylindres de 16 et de 25 ainsi que dans les prismes de 14 et 20 le serrage *normal* se fait par aiguille vibrante conformément à la norme P 18-422, tandis que pour les cylindres de 11 dans lesquels le plus souvent le béton est mis en place avec une aiguille vibrante, et les prismes de 7 et 10, le serrage normal doit se faire sur micro-

table vibrante. Il est toutefois prévu que si un autre mode de serrage est utilisé il conviendra de le mentionner au compte rendu ; ce sera en particulier le cas si on utilise l'aiguille vibrante pour le prisme de 10 selon les indications de la norme P 18-422.

b) Cas où l'affaissement est supérieur à 12 cm. La mise en place se fait par piquage (norme P 18-423).

Pour l'arasement, il est conseillé d'utiliser une règle métallique biseautée.

2.1.2.3 *Conservation des éprouvettes*

Avant démoulage, les cylindres sont conservés dans un local conditionné dont la température est de 20 °C ± 2 °C et l'humidité relative d'au moins 65 % et sont recouverts d'un film de polyéthylène sur la face d'arasement pour éviter toute évaporation.

Après démoulage le mode de conservation normal dépend du lieu où les éprouvettes sont conservées :

- laboratoire d'étude : la conservation se fait dans l'eau à 20 °C ± 2 °C,
- local de chantier : les éprouvettes sont démoulées avec soin, leurs faces sont recouvertes d'un produit de cure et elles sont immédiatement enfermées entre deux coussinets de polyuréthane mousse imprégné du même produit dans des sachets en film de polyéthylène d'épaisseur 0,10 mm, clos à leur extrémité supérieure.

Dans le cas particulier des moules en carton, le moule muni de son couvercle fermé par ruban adhésif est placé immédiatement dans un sachet de polyéthylène.

À noter que fréquemment, la conservation est faite dans les chambres humides dont l'hygrométrie est de 99 % et la température de 20 °C ± 2 °C.

2.2 Essais d'information

2.2.1 *Définition*

Essai exécuté sur béton prélevé dans l'ouvrage ou à proximité immédiate de son exécution, destiné à déterminer :

- soit les résistances probables du béton de l'ouvrage à un moment donné, de manière à juger des possibilités de décoffrage, décintrage, précontrainte, mise en charge, etc.,
- soit les résistances du béton dans l'ouvrage de manière à apprécier le comportement de celui-ci.

Dans le premier cas, outre la confection d'éprouvettes fabriquées et conservées dans des *conditions aussi voisines que possible de celles de l'ouvrage,* on peut faire appel à la technique du carottage du béton frais ou à tout autre méthode d'investigation. Dans le second cas, on peut utiliser la technique du carottage du béton durci ou tout autre méthode d'investigation.

2.2.2 *Processus d'exécution*

Le processus ne peut être précisé avec la même rigueur que dans les essais de contrôle par le fait même que l'essentiel est de réaliser « des conditions aussi voisines que possible de celles de l'ouvrage » et le bon sens de l'opérateur est dans ce cas plus particulièrement sollicité.

Prélèvement : il est effectué directement dans ou sur l'ouvrage.

Serrage du béton : on appliquera en principe le serrage *normal* tel qu'il a été indiqué pour les essais de contrôle (paragraphe 2.1.2) si toutefois la mise en œuvre dans l'ouvrage est réalisée avec un serrage normal ; mais le bon sens conduit à considérer qu'il faudra vibrer les éprouvettes si on vibre le béton de l'ouvrage et les piquer si le béton est mis en place par piquage et ceci, *indépendamment* de la règle *normale*, fonction de l'affaissement (inférieur ou supérieur à 12 cm).

Il convient en effet de ne pas oublier que le serrage du béton (surtout dans le cas de béton ferme) est un paramètre extrêmement important de la résistance.

Conservation des éprouvettes

Le but recherché n'est pas de définir un processus bien normalisé mais de conserver les moules et éprouvettes jusqu'au jour $J_n - 1$ (J_n étant l'âge en jours auquel doit être effectué l'essai) dans des conditions aussi voisines que possible que celles de l'ouvrage. Ces conditions ne seront jamais exactement les mêmes du fait, en particulier, des différences entre :

- les dimensions de l'éprouvette et celles de l'ouvrage, qui peut être un voile mince ou un béton de masse importante ;
- les parois du coffrage de l'ouvrage et celles du moule aux points de vue : absorption de l'eau, barrière de vapeur, conductibilité thermique, absorption calorifique ;
- l'éprouvette une fois démoulée et les diverses parties de l'ouvrage décoffré pour ce qui a trait à l'exposition au soleil, au vent... c'est-à-dire aux points de vue température et dessiccation.

On s'efforcera donc, par des dispositions appropriées de réaliser des conditions de conservation aussi équivalentes que possible.

Disposition de conservation

Les exemples ci-après de dispositions susceptibles d'être prises pour assurer une conservation des éprouvettes aussi voisine que possible de celle du béton de l'ouvrage, sont données *seulement à titre indicatif.*

- L'ouvrage est protégé au moyen de feuilles de polyéthylène, de sacs en papier, de paillassons ou de matelas isolants : recouvrir les moules de la même protection.
- L'ouvrage subit les intempéries (soleil, vent...) dans une certaine direction : placer les éprouvettes par rapport à l'ouvrage de manière qu'en moyenne il en résulte pour elles approximativement la même influence.
- L'ouvrage comporte une dalle et des poutres : pour tester le béton de la dalle, placer les moules ou éprouvettes sur celle-ci et les protéger comme la dalle ; pour le béton des poutres, placer les moules ou éprouvettes à l'aplomb d'une poutre, sous une caisse en bois retournée.
- Pour certains ouvrages, on peut se rapprocher des conditions thermiques de la conservation du béton en plaçant les moules et les éprouvettes dans une masse convenable de sable.

- Lorsque les éléments d'ouvrage sont étuvés, placer les éprouvettes dans le dispositif d'étuvage de façon que l'évolution de leur température interne reproduise celle de la moyenne des températures existant dans l'élément. Après étuvage, conserver les éprouvettes dans des conditions aussi voisines que possible de celles de l'élément d'ouvrage.

2.2.3 *Carottage du béton frais*

Cette opération consiste à enfoncer un carottier cylindrique dans le béton frais et à l'en retirer aux approches du jour J_n, en s'aidant d'un brise béton pour détruire le béton alentour. Le béton est ainsi conservé dans des conditions vraiment identiques à celles du béton de l'ouvrage.

2.2.4 *Carottage du béton durci de l'ouvrage*

Ce carottage est réalisé par forage du béton durci de l'ouvrage en opérant avec des couronnes diamantées rotatives et injection d'eau.

2.2.5 *Autres méthodes d'investigation*

Toute mesure *in situ* de la qualité du béton de l'ouvrage lui-même pourra être utilisée à titre « d'information » comme par exemple la sclérométrie ou l'auscultation dynamique.

2.3 Contrôle non destructifs (scléromètre, auscultation dynamique)

2.3.1 *Le scléromètre (norme P 18-417)*

Il existe deux modèles de scléromètres, l'un étant simplement manuel, l'autre enregistreur, ce qui évite, après chaque mesure, de relever les valeurs obtenues appelées indices sclérométriques « I », ces dernières étant automatiquement marquées sur un rouleau de papier paraffiné gradué dont l'avancement est assuré, après chaque mesure, par le réarmement de l'appareil. Un stylet, solidaire d'un index mobile, imprime sur le papier paraffiné la valeur du rebondissement que l'on peut lire sur l'échelle de valeurs imprimée sur le papier. À cette différence près, le principe de fonctionnement des deux modèles est identique et consiste à mesurer le rebondissement d'une petite masselotte projetée violemment par un ressort qui se comprime lors de l'application de l'appareil contre la surface du béton à mesurer et qui se trouve brusquement libéré lorsque la pression exercée est suffisante. Le rebondissement de la masselotte est d'autant plus important que le béton est plus dur, donc en principe plus résistant, et les valeurs trouvées d'autant plus élevées.

Pour avoir une idée correcte de la valeur du béton, il est nécessaire de procéder à un nombre important de mesures. Il est recommandé de définir sur la surface à essayer des zones d'environ 400 cm^2, soit des carrés de 20 × 20 cm, d'éliminer toute peinture ou enduit adhérent susceptible de fausser les mesures, qui pourrait s'y trouver et d'opérer environ de 20 à 27 mesures par zone, la distance entre deux points de mesure étant d'environ 30 mm.

L'augmentation de la teneur en eau du béton diminue les valeurs d'indice sclérométrique, par ailleurs sur béton gelé les indices sont anormalement élevés.

À défaut d'étalonnage préalable sur un béton semblable quant à la composition et à la nature des granulats en particulier, la formule $f_c = I^2/32$ permet d'évaluer *approximativement* la résistance du béton ausculté (fig. XIV-1).

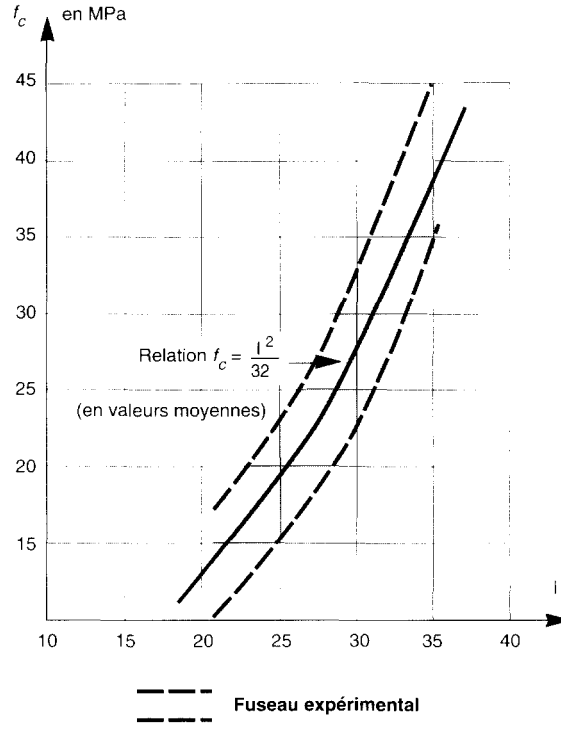


Fig. XIV-1 – Variation de la résistance.

2.3.2 *L'auscultation dynamique (NF P 18 418)*

Se fait par mesure de la vitesse du son, laquelle est d'autant plus élevée que le béton est plus dense donc plus résistant. On admet en général, que la connaissance de la vitesse du son permet de porter sur le béton une appréciation sur la résistance en compression f_c (fig. XIV-2). Mais afin que cette appréciation soit valable pour un certain béton, *un étalonnage sur éprouvettes est pratiquement indispensable ;* on le réalise par des mesures jumelées de résistance et de vitesse du son ; en effet, la vitesse du son n'est pas une fonction simple de la résistance mais d'autres paramètres interviennent (densité, module d'élasticité) ; pour un béton de granulat léger par exemple, de résistance f_c = 27 MPa, la vitesse du son n'est que de 3 800 m/s alors que pour un béton dense de granulats silico-calcaire elle serait de l'ordre de

4 200 m/s pour une résistance du même ordre. Mais pour ce béton léger la densité n'est que 1,65 et le module d'élasticité instantanée 18 000 MPa (au lieu de 2,35 et 33 000 MPa pour le béton dense traditionnel).

Le fascicule 65 A précise à ce sujet que dans le cas d'un béton reconnu non conforme aux spécifications à la suite des essais de contrôle sur éprouvettes, il peut être procédé à des investigations complémentaires, notamment par auscultation sonique, mais qu'il est nécessaire de procéder à un étalonnage sur un béton de même composition nominale pour être assuré d'obtenir des informations quantitatives.

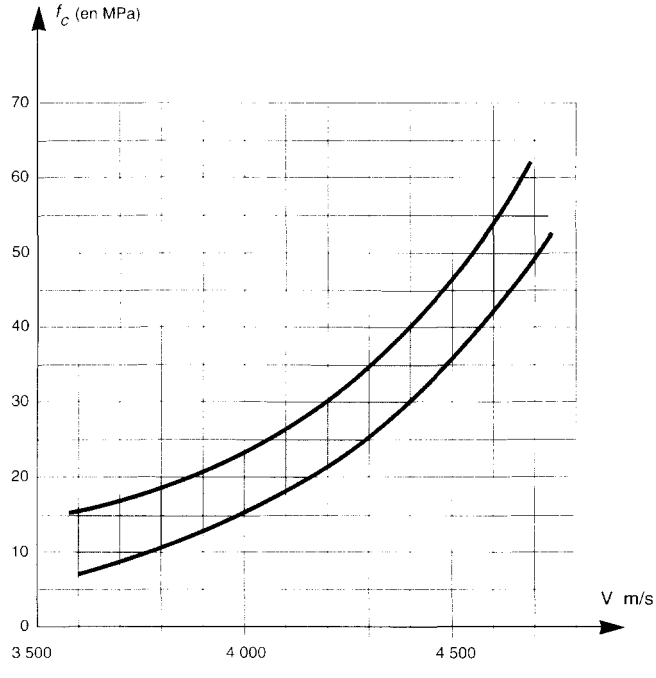


Fig. XIV-2 – Relation approximative entre la vitesse du son (en m/s) et la résistance en compression f_c (en MPa).

Dans certains cas on combine les deux méthodes, essais sclérométriques et auscultation dynamique, ce qui permet, à partir de l'abaque de la figure XIV-3 établi à la suite d'un grand nombre de recoupements, de cerner d'assez près la résistance à la compression de l'élément examiné.

2.4 Essais de détection

2.4.1 *Définition*

Essai ayant pour but de s'assurer dans une certaine mesure de la régularité de la fabrication et de vérifier si les caractéristiques prescrites sont bien atteintes, mais en opérant dans des conditions moins rigoureuses que celles prescrites par l'ensemble des normes relatives aux essais de contrôle.

Cette catégorie d'essais a été demandée par certains bureaux de contrôle qui savaient, par expérience, qu'il ne serait pas facile de respecter en toute rigueur *toujours et sur tous les chantiers* les prescriptions relatives aux essais de contrôle.

Ces essais de détection ont donc essentiellement pour but d'attirer l'attention des services de contrôle sur des résistances jugées insuffisantes, mais seules les valeurs obtenues par des *essais de contrôle* définissent la résistance du béton destiné à être mis en œuvre, *par rapport à ses valeurs contractuelles.*

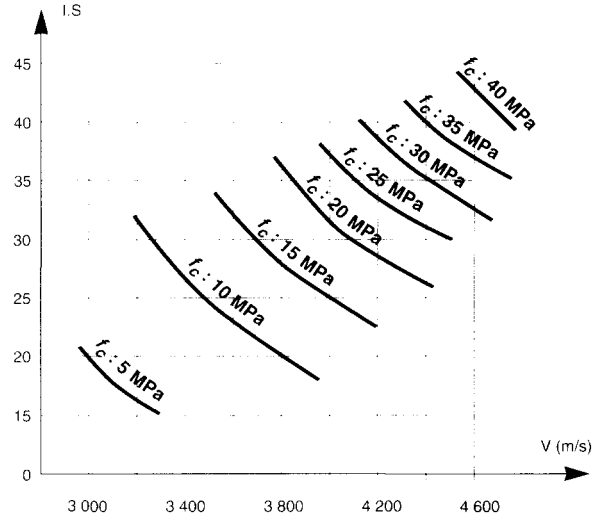


Fig. XIV-3 – Abaque permettant d'évaluer la résistance d'un béton en combinant l'indice sclérométrique et la vitesse du son.

2.4.2 *Technique des essais de détection*

Ces essais sont exécutés dans des conditions moins rigoureuses que les essais de contrôle ou d'information mais le principe est de tenter de se rapprocher le plus possible de la technique d'exécution soit de l'un de ces essais soit de l'autre, suivant ce que l'on cherche. C'est particulièrement en ce qui concerne les conditions de conservation que l'essai de détection se montre plus tolérant. Il s'agit d'une information approximative qui vaut mieux que rien.

3. PLAN D'ASSURANCE QUALITÉ

Depuis plusieurs années, dans le but d'améliorer la qualité du travail sur les chantiers, notamment ceux réalisés pour le compte des administrations ou de certains maîtres d'ouvrage, les entreprises sont tenues de mettre en place un système capable de garantir leur travail grâce à un contrôle de la qualité, qui pour être efficace doit

être assuré à deux niveaux, un niveau interne, propre à l'entreprise, et un niveau externe dépendant du maître d'ouvrage et dont le rôle est de vérifier que le contrôle interne est correctement exécuté. Ces vérifications portent sur tous les résultats, les compte-rendus des problèmes rencontrés sur le chantier, la façon dont ils ont été réglés; en outre elles sont complétées quelquefois par l'exécution d'essais complémentaires de contrôle.

Le Plan d'Assurance Qualité « PAQ » est donc établi spécifiquement par l'entrepreneur pour un ouvrage donné et, dans le cas de sous-traitance, pour leur propre part, éventuellement par chacun des fournisseurs concernés. Ce ou ces documents précisent l'ensemble des dispositions retenues en s'appuyant sur les normes et textes réglementaires s'il en existe, détaillent l'ensemble des opérations envisagées ainsi que les fonctions et attributions des intervenants au sein de l'entreprise. Signé et approuvé par les différents interlocuteurs, dont bien évidemment le maître d'ouvrage, il fait partie intégrante du contrat.

Le contrôle interne, pour pouvoir être objectif et impartial, doit être assuré par un personnel ne dépendant pas hiérarchiquement de la direction du chantier. Sa mise en place est précédée avant le démarrage des travaux, par la présentation d'un plan d'assurance qualité appelé par abréviation le P.A.Q., qui lorsqu'il s'agit de travaux de bétonnage doit comprendre :

- le dossier d'étude des bétons,
- le programme de bétonnage,
- les modalités du contrôle interne portant sur la fabrication et la mise en œuvre.

D'une façon générale, le P.A.Q. définit avec précision les vérifications qui seront faites sur les constituants du béton, sur les dosages, sur les conditions de transport, les modalités de contrôle précisant dans chaque cas les conditions d'acceptation. Il est certain que l'application de tels documents permet de réduire les incidents et, lorsqu'il s'en produit, ceux-ci étant connus, leur traitement peut être étudié dans les meilleures conditions.

4. CONFECTION DES ÉPROUVETTES

4.1 Mode de prélèvement et échantillonnage du béton

Il a été indiqué au paragraphe 2.1.2 et ce n'est qu'une opération de simple bon sens; il faut essentiellement que le prélèvement soit parfaitement représentatif de la qualité moyenne du béton.

En ce qui concerne le serrage des éprouvettes, la mesure préalable de la consistance au moyen du cône d'Abrams permet comme il est expliqué plus loin, à l'aide des abaques, d'en déterminer exactement les conditions et de réduire ainsi les risques de dispersion dus à ce paramètre.

4.2 Mise en place par aiguille vibrante

4.2.1 *Aiguille vibrante*

On utilise une aiguille vibrante de 25 ou 37 mm de diamètre selon la dimension des éprouvettes et dont la fréquence de vibration doit être comprise entre 10 000 et 20 000 périodes/minute.

4.2.2 *Mode opératoire*

Le moule ayant été rempli de béton en une ou plusieurs couches, descendre l'aiguille verticalement dans l'axe de l'éprouvette et la retirer lentement pendant les cinq dernières secondes.

On suivra pour cela les indications du tableau 14-5 et le temps de vibrations des différentes couches sera calculé d'après les abaques des figures XIV-4 à XIV-9.

Tableau 14-5

Récapitulation des prescriptions relatives au serrage du béton par aiguille vibrante.

Dimension D du granulat	**≤ 16 mm**	**≤ 40 mm**	**≤ 80 mm**
Cylindre	11[1]	16	25
Aiguille	25	25	37
Nombre de couches	2	2	3
Vibration	Suivant l'axe		
Durée de vibration de chaque couche et durée totale	Abaque n° 1	Abaque n° 2	Abaque n° 3

(1) La mise en place par aiguille vibrante est autorisée pour le cylindre de 11, à condition que mention en soit faite au compte rendu (voir article 2.7.4.1 de la norme NF P 18-404).

PRISMES

Dimension D du granulat	**≤ 20 mm**	**≤ 50 mm**	**≤ 80 mm**
Prisme	10	14	20
Aiguille	25	25	37
Mise en place	En une seule couche		
Vibration	En trois points : d'abord au centre, puis au quart et aux trois quarts		
Durée de vibration en chaque point et durée totale	Abaque n° 4	Abaque n° 5	Abaque n° 6

ABAQUE N° 1

Moule cylindrique de 11 – Aiguille de 25

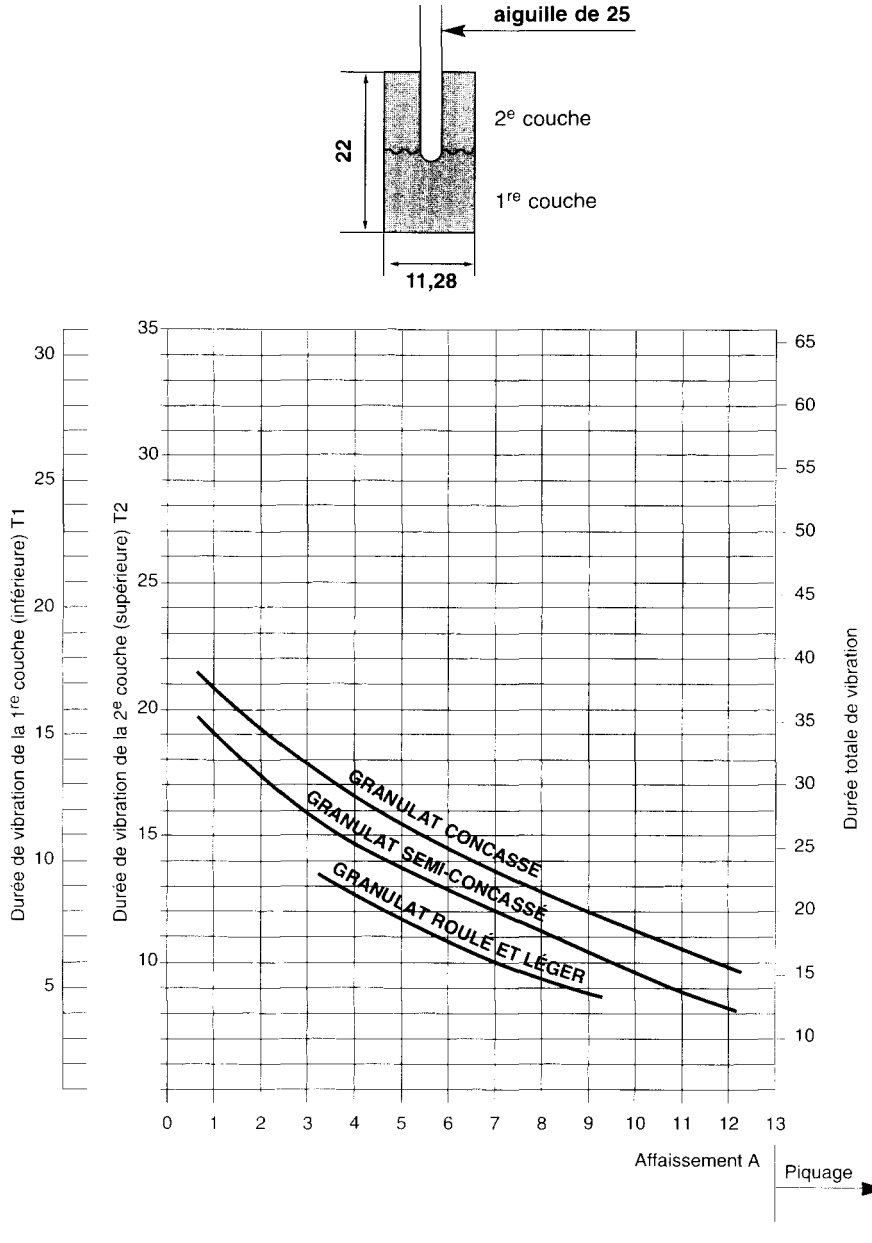


Fig. XIV-4 – Durées de vibration (en secondes) en fonction de l'affaissement A au cône d'Abrams (en centimètres) et de l'angularité du granulat.

ABAQUE N° 2

Moule cylindrique de 16 – Aiguille de 25

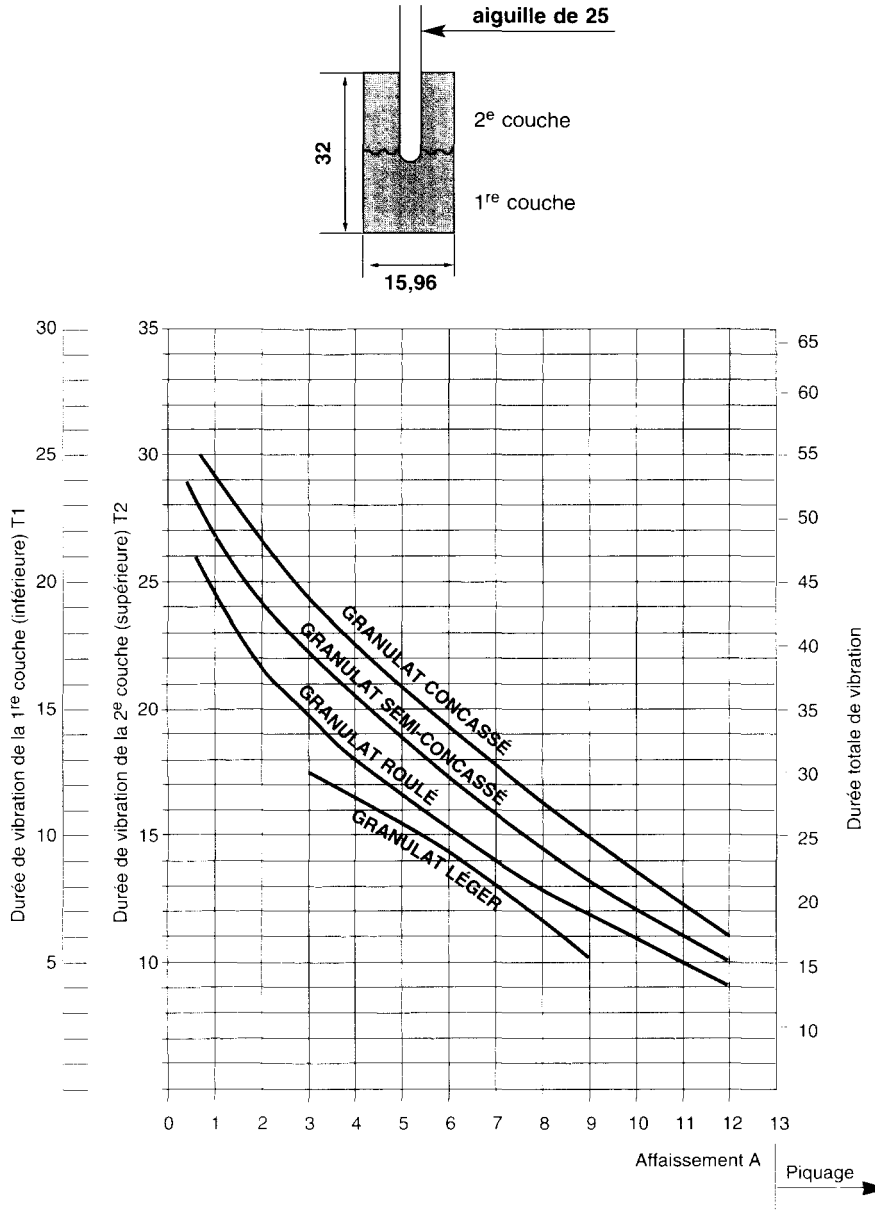


Fig. XIV-5 – Durées de vibration (en secondes) en fonction de l'affaissement A au cône d'Abrams (en centimètres) et de l'angularité du granulat.

ABAQUE N° 3

Moule cylindrique de 25 – Aiguille de 37

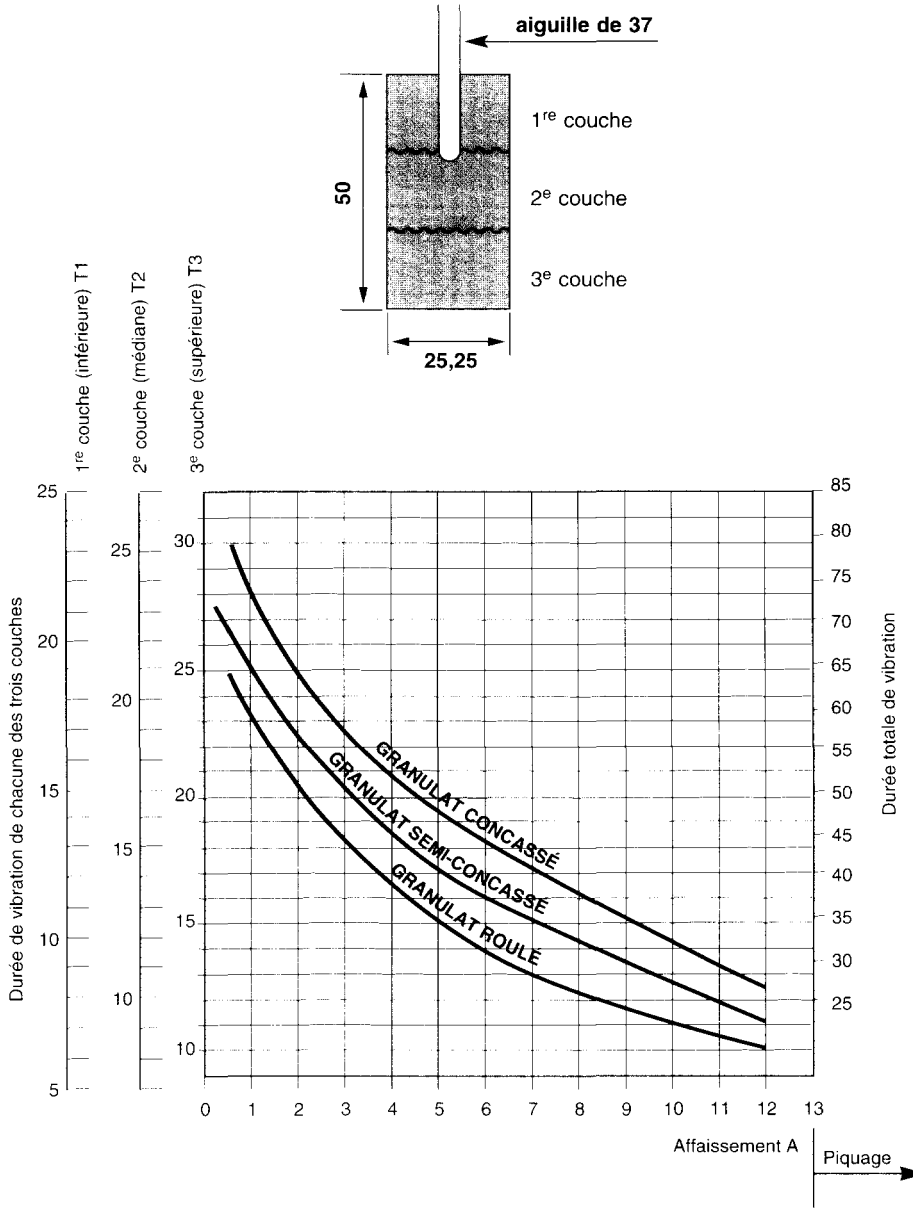
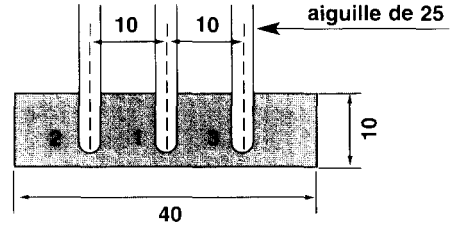


Fig. XIV-6 – Durées de vibration (en secondes) en fonction de l'affaissement A au cône d'Abrams (en centimètres) et de l'angularité du granulat.

ABAQUE N° 4

Moule prismatique de 10 – Aiguille de 25



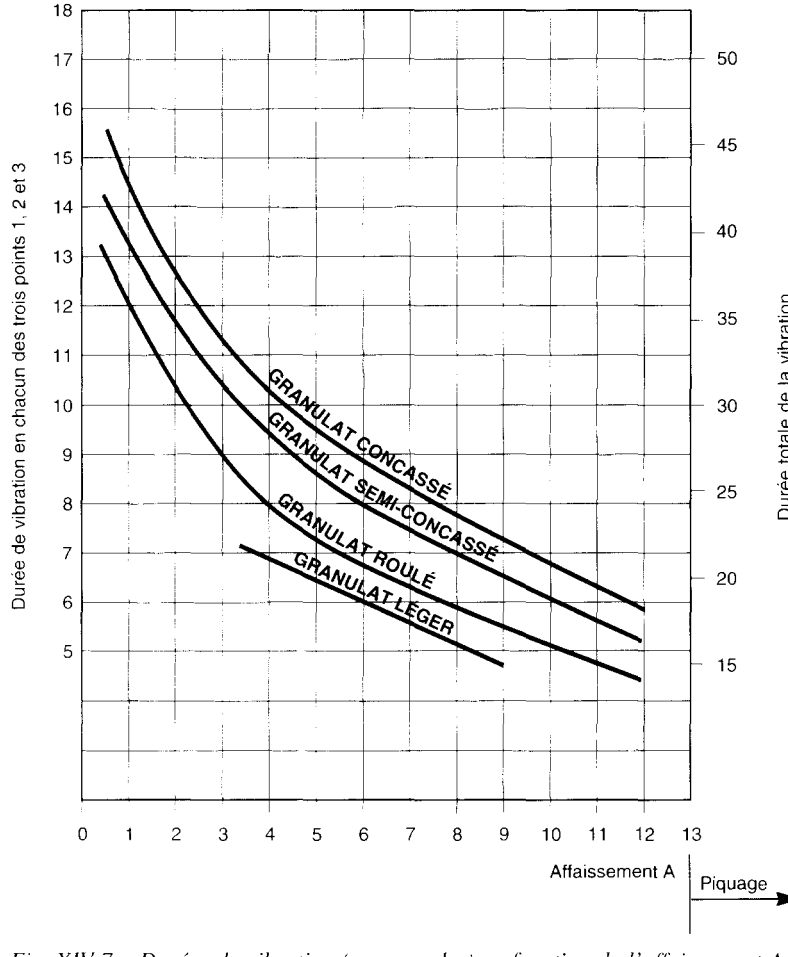
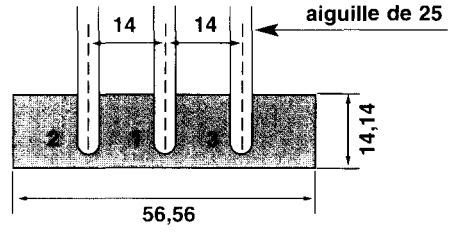


Fig. XIV-7 – Durées de vibration (en secondes) en fonction de l'affaissement A au cône d'Abrams (en centimètres) et de l'angularité du granulat.

ABAQUE N° 5

Moule prismatique de 14 – Aiguille de 25



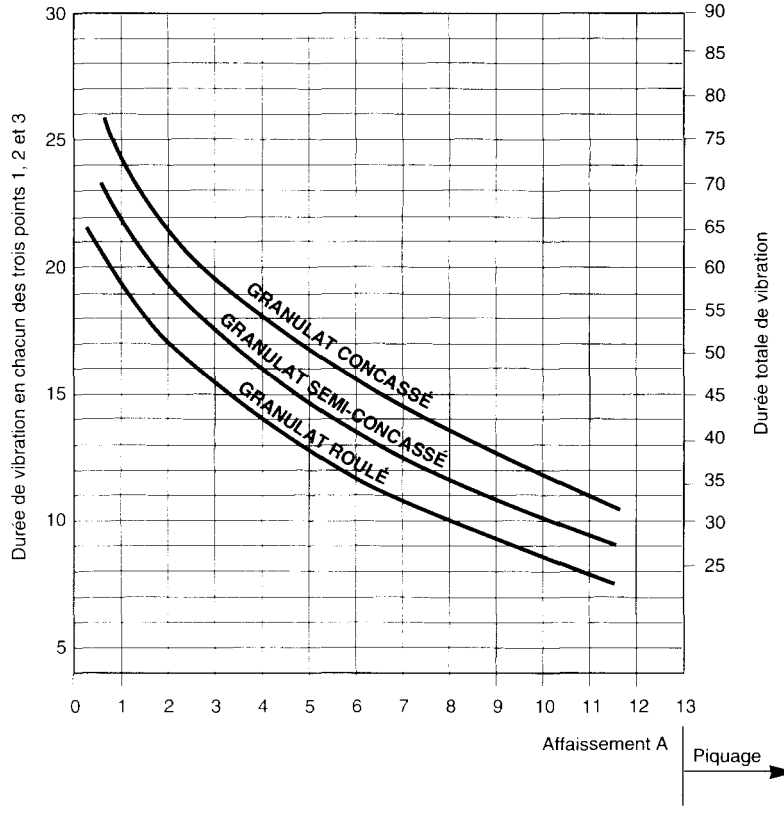
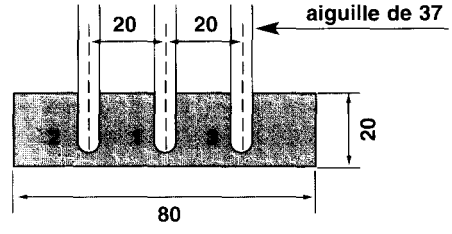


Fig. XIV-8 – Durées de vibration (en secondes) en fonction de l'affaissement A au cône d'Abrams (en centimètres) et de l'angularité du granulat.

ABAQUE N° 6

Moule prismatique de 20 – Aiguille de 37



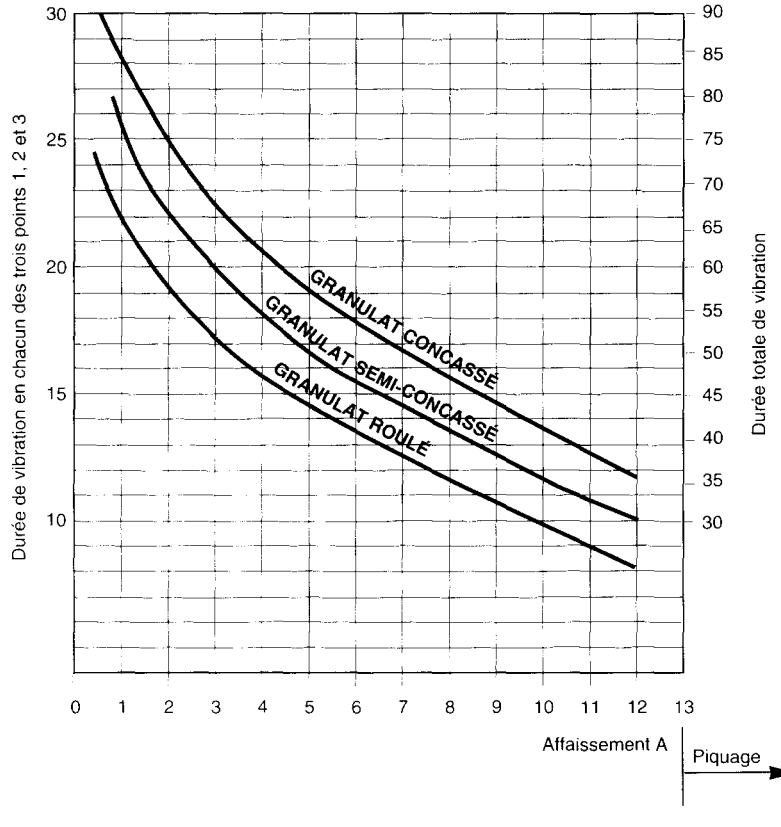


Fig. XIV-9 – Durées de vibration (en secondes) en fonction de l'affaissement A au cône d'Abrams (en centimètres) et de l'angularité du granulat.

4.3 Mise en place par piquage

La norme P 18-423 précise le processus opératoire concernant la mise en place par piquage du béton dans les éprouvettes.

Le remplissage des éprouvettes se fait en une couche dans les prismes, en deux couches dans les cylindres de 11 et de 16 et en trois couches dans les cylindres de 25. Chaque couche donne lieu à un piquage dans toute l'épaisseur de la couche de béton et en faisant légèrement pénétrer la pique dans la couche précédente dans le cas de remplissage des cylindres (en deux ou trois couches).

La mise en place par piquage est appliquée lorsque le béton est mou (affaissement $\geqslant$ 13 cm).

La pique employée est la même que celle utilisée pour la confection du cône d'Abrams ; c'est une tige d'acier de 16 mm de diamètre longue de 60 cm et hémisphérique à ses extrémités. Le nombre de coups par couche est de dix par décimètre carré de surface.

5. NOMBRE D'ÉPROUVETTES ET CRITÈRES DE CONFORMITÉ

Il est évident que la connaissance de la résistance du béton sera d'autant meilleure que le nombre d'éprouvettes sera plus grand et l'écart quadratique ne peut être vraiment significatif, comme toute statistique, qu'à partir d'un nombre de mesures assez grand (15 valeurs constituent un minimum).

Le fascicule 65 A spécifie les clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux dans le cadre de l'exécution des ouvrages de génie civil en béton armé ou précontraint, clauses reprises dans de nombreux cahiers des charges. Il différencie, dans les articles 75, 76 et 77, le dossier d'étude des bétons de celui du contrôle sur le chantier et précise pour chaque cas, en fonction des conditions de fabrication de ces bétons, les éprouvettes à confectionner ainsi que les conditions d'acceptation. Ces deux aspects du problème étant intimement liés, nous rappelons les dispositions prévues, d'autant plus qu'elles font appel à la notion de résistance caractéristique qui se trouve explicitée.

5.1 Dossier d'étude d'un béton

Lors de l'étude des bétons et du programme de bétonnage, par conséquent à l'amont des travaux, il n'est pas nécessaire de justifier la résistance caractéristique du béton mis en œuvre et donc pas nécessaire de confectionner d'éprouvettes de béton, dans les cas suivants :

- lorsqu'aucune résistance caractéristique n'est spécifiée, tel le cas de bétons de propreté...
- lorsque les bétons de type BCN sont fournis par une centrale de BPE bénéficiant du droit d'usage de la marque NF et correspondent à une composition figurant dans le catalogue de la centrale de BPE et visée par le comité de la marque NF ;

- lorsque la résistance caractéristique requise est $\leqslant$ 25 MPa et que le béton comporte un dosage en ciment conforme aux spécifications concernant les dosages en liant qui sont indiquées chapitre X paragraphe 3.3.

En dehors des cas ci-dessus, la justification de la résistance caractéristique est nécessaire et deux cas sont à distinguer :

– le béton dispose de références, c'est-à-dire que :

- d'une part il a déjà été mis en œuvre sur un autre chantier dans des conditions à peu près équivalentes du fait de l'emploi de matériaux identiques avec un matériel d'une qualité au moins égale et des conditions de transport et d'attente du béton pas plus défavorables.
- d'autre part les N résultats de résistance à la compression à 28 jours obtenus dans le cadre des épreuves de contrôle des fournitures de référence avec mesure de la consistance (située dans la fourchette requise) vérifient les deux conditions ci-après :

$$N \geqslant 12 \quad \text{et} \quad f_c - K(N)\, S \geqslant f_{c28}$$

f_c étant la moyenne arithmétique des N résultats ;

S étant l'estimateur de l'écart type de la distribution des résistances ;

f_{c28} étant la résistance caractéristique spécifiée ;

$K(N)$ étant un cofficient, précisé dans le tableau ci-dessous et fonction du nombre de résultats dont on dispose.

N	12	16	20	30	40	75	100	200
$K(N)$	2,5	2,3	2,2	2,1	2,0	1,9	1,86	1,80

– Le béton ne dispose pas de références probantes.

On procède alors à l'épreuve d'étude en laboratoire avec confection d'une gâchée sur laquelle on procède à l'éxécution d'un essai de consistance et à la confection de 3 éprouvettes pour essai à 28 jours, les résultats devant satisfaire aux deux conditions ci-après :

(1) $f_{CE} \geqslant f_{c28} + (C_E - C_{min})$

(2) $f_{CE} \geqslant 1{,}1\, f_{c28}$.

Ces différentes notations ayant évidemment les mêmes significations que celles explicitées chapitre IX paragraphe 3.2 et que nous rappelons ci-après :

f_{CE} = moyenne de la résistance à la compression des 3 éprouvettes

f_{c28} = résistance caractéristique spécifiée

C_{min} = valeur minimale de la résistance à la compression à 28 jours du ciment ressortant de la norme correspondante

C_E = résistance vraie à la compression à 28 jours du ciment utilisé pour l'exécution de l'épreuve

λ = coefficient habituellement pris égal à 1, sauf justification probante.

5.2 Dossier de contrôle du béton

En cours de réalisation des travaux, pour les essais de contrôle, on procède à des prélèvements de contrôle qui doivent toujours être effectués près du lieu d'utilisation du béton, si possible le plus près de l'endroit où il est mis en oeuvre dans l'ouvrage.

Le nombre n de prélèvements conduisant à l'effectif n de l'échantillon soumis à l'épreuve de contrôle est parfois fixé par le cahier des charges en même temps que la définition du lot lui-même. En l'absence de précisions il est habituel de fixer l'effectif n égal à 3 si la partie d'ouvrage requiert moins de 100 m^3 de béton ; dans le cas où le volume de béton est supérieur à 100 m^3, le nombre de prélèvements est de 3 plus un supplémentaire par quantité ou fraction de 100 m^3 coulés au-delà des 100 premiers m^3.

Par exemple pour une partie d'ouvrage requérant 580 m^3 de béton, le nombre de prélèvements serait de 8.

Le fascicule 65 A précise que, sauf dispositions particulières du marché, le nombre n de prélèvements par lot est égal à 3, à moins que le lot ne nécessite moins de 10 gachées, auquel cas, par dérogation, il est possible de n'en effectuer qu'un seul, chaque prélèvement étant constitué d'une manière générale de 3 éprouvettes pour détermination de la résistance à la compression à 28 jours, afin d'obtenir un résultat fiable du fait de la dispersion de l'essai. Le résultat relatif au prélèvement est la moyenne arithmétique des trois mesures faites sur les trois éprouvettes. Le fascicule 65 A envisage cependant qu'exceptionnellement lorsque le béton est fabriqué par l'entrepreneur et si l'on fait au moins trois prélèvements il est possible de n'effectuer qu'une ou deux éprouvettes par prélèvement.

Dans le cas où l'on souhaite connaître la résistance du béton à d'autres échéances, par exemple 7 jours, 90 jours..., il y aura lieu de confectionner des séries de trois éprouvettes, pour chacune des échéances supplémentaires.

Il est bon de rappeler qu'un lot est constitué par l'ensemble du béton mis en œuvre dans une partie d'ouvrage, une partie d'ouvrage formant, du point de vue structurel, un élément homogène coulé en une seule fois ; ce sera par exemple un voussoir, une pile de pont, un groupe de pieux ou le plancher d'un étage dans un bâtiment. Le lot est donc, par définition, l'ensemble du béton mis en place faisant l'objet d'une même sanction de contrôle.

Ainsi donc lorsque l'on parle de dispersion par lot pour juger du critère de conformité, seuls les résultats s'appliquant au lot sont à prendre en considération ; faute de quoi, en prenant l'ensemble des résultats, on détermine la dispersion globale qui s'applique à tout l'ouvrage mais qui ne permet pas de vérifier la conformité élément par élément.

La norme différencie deux cas : celui de la production initiale qui couvre la période de production jusqu'à l'obtention de 35 résultats, ensuite celui de la production continue après que ces 35 résultats aient été obtenus sur une période ne dépassant pas 12 mois.

Le tableau 14-6 reproduit les fréquences envisagées suivant ces deux cas :

Tableau 14-6

Production	Fréquence minimale		
	50 premiers m^3 de la production	**Au delà des 50 premiers m^3 de la production**	
		Béton avec certification de produit ou de contrôle de la production	Béton sans certification de produit ni de contrôle de la production
Initiale jusqu'à obtention de 35 résultats	3 échantillons	1 échantillon tous les 200 m^3 ou 2 échantillons par semaine de production	1 échantillon tous les 150 m^3 ou 1 échantillon par jour de production
Continue (*) (une fois les 35 résultats obtenus)		1 échantillon tous les 400 m^3 ou 1 par semaine de production	1 échantillon tous les 150 m^3 ou 1 par jour de production

(*) Lorsque l'écart type calculé pour les 15 derniers résultats est $> 1{,}37\ \sigma$, la fréquence d'échantillonnage doit être portée à la fréquence requise pour la production initiale pour les 35 résultats d'essai suivants.

5.2.1 *Critères de conformité définis par le fascicule 65 A*

Le lot est réputé conforme à la résistance caractéristique requise, si les deux conditions suivantes sont remplies : (1) $f_c \geqslant f_{c28} + k_1$

(2) $f_{c1} \geqslant f_{c28} - k_2$

formules dans lesquelles :

f_c = moyenne arithmétique des résultats,

f_{c1} = résistance minimale trouvée dans les résultats considérés,

f_{c28} = résistance caractéristique requise en compression à 28 jours,

k_1 et k_2 = grandeurs dont les valeurs exprimées en MPa, qui sont données dans le tableau 14-7, sont fonction des paramètres suivants :

- nombre de prélèvements « n » ;
- classe des bétons ($f_{c28} <$ ou $\geqslant$ 30 MPA) ;
- références relatives à la fabrication du béton, soit :

cas 1. le béton figure dans le catalogue visé par le comité de la marque NF des usines de béton prêt à l'emploi ;

cas 2. le béton est fabriqué sur chantier ou dans une usine de BPE non titulaire de la marque NF, mais les clauses d'assurance de la qualité stipulées par le fascicule 65 A et les résultats des essais d'étude et de convenance ont été probants ;

cas 3. l'une au moins des deux conditions du cas précédent n°2 n'est pas respectée.

Tableau 14-7

		cas 1		cas 2		cas 3	
		fc28 < 30 MPa	fc28 ⩾ 30 MPa	fc28 < 30 MPa	fc28 ⩾ 30 MPa	fc28 < 30 MPa	fc28 ⩾ 30 MPa
n = 1	k_2	1	0	0	0	0	0
n = 2	k_2	1,5	1	1	0	1	0
n = 3	k_1	1	2	1,5	2,7	4	6
n = 3	k_2	3,5	3	3,5	3,0	1	0
n = 6	k_1	*1,5*	3	*2,0*	3,4	*3,5*	5,5
n = 6	k_2	*3,5*	3	*3,5*	3	*3,0*	0
n = 9	k_1	*1,8*	3,3	*2,2*	3,7	*3,2*	5,2
n = 9	k_2	*3,5*	3	*3,5*	3	*3,0*	0
n = 12	k_1	*2,0*	3,5	*2,5*	3,8	*3,0*	5
n = 12	k_2	*3,5*	3	*3,5*	3	*3,0*	0
n ⩾ 15	k_1	*0,85 S*	1,2 S	*0,95 S*	1,3 S	*1,3 S*	1,9 S
n ⩾ 15	k_2	*3,5*	3	*3,5*	3	*3,0*	1

Les valeurs des coefficients k_1 et k_2 qui sont écrites en italique (zone ombrée) dans les colonnes correspondant à des résistances inférieures à 30 MPa et pour un nombre de prélèvements supérieur à 3, ne sont pas indiquées dans le fascicule 65 A ni son additif et ont été reprises dans des documents plus anciens. Cependant il peut s'avérer intéressant de vérifier la conformité de bétons de résistances caractéristiques inférieures à 30 MPa qui, bien qu'en général non utilisés dans la réalisation d'ouvrages importants pour lesquels les résistances doivent être élevées, ont cependant donné lieu à un nombre de prélèvements supérieur à trois, d'où ces valeurs.

Par ailleurs dans les cas rares où la dérogation autorisée par le fascicule 65 A est appliquée, c'est-à-dire qu'une ou deux éprouvettes seulement ont été confectionnées par prélèvement, seule la relation (2) est utilisée pour vérifier la conformité, en donnant à k2 respectivement les valeurs correspondant à $n = 1$ ou $n = 2$.

Dans ce tableau 14-7, « S » est l'estimateur de l'écart type de la population représentée par les résultats, soit :

$$S = \sqrt{\frac{\Sigma(f_{ci} - f_c)^2}{n-1}}.$$

5.2.2 *Critères de conformité définis par la norme P 18-325*

Deux critères d'appréciation de la conformité sont envisagés :

5.2.2.1 *Critère 1*
Ce critère s'applique quand la conformité est vérifiée d'après les résultats de résistance de 6 échantillons, ou plus, consécutifs, les valeurs de résistance étant x_1, x_2....

La résistance de l'échantillon doit être le résultat de l'essai obtenu sur une éprouvette unique ou être la moyenne des résultats de deux ou plusieurs éprouvettes provenant d'un seul et même échantillon.

La résistance doit répondre aux deux conditions suivantes :

$$x_n \geqslant f_{ck} + \lambda . s_n$$
$$x_{min} \geqslant f_{ck} - k$$

où x_{min} : valeur la plus basse de l'ensemble des échantillons ;
x_n : valeur moyenne de l'ensemble des échantillons ;
s_n : écart-type d'un ensemble de résultats sur un échantillon ;
f_{ck} : résistance caractéristique spécifiée du béton ;
λ et k étant des coefficients dont les valeurs sont données dans le tableau 14-8.

Tableau 14-8

n	λ	k
6	1,87	3
7	1,77	3
8	1,72	3
9	1,67	3
10	1,62	4
11	1,58	4
12	1,55	4
13	1,52	4
14	1,50	4
15	1,48	4

5.2.2.2 *Critère 2*

Ce critère s'applique quand la conformité est vérifiée d'après les résultats de trois échantillons ayant des résistances x_1, x_2 et x_3.

La résistance de l'échantillon doit correspondre au résultat d'essai opéré sur une éprouvette unique ou sur la moyenne des résultats quand deux ou plusieurs éprouvettes sont prélevées sur le même échantillon.

La résistance doit répondre aux conditions simultanées suivantes :

$$\overline{X}_3 \geq f_{ck} + 5$$
$$x_{min} \geq f_{ck} - 1$$

avec $\overline{X}_3$ moyenne de trois éprouvettes.

5.2.3 *Critères de conformité discutés à l'occasion de l'éventuelle révision de la norme P 18-325 (EN 206)*

Il y a lieu d'insister sur le fait que ces critères ne sont donnés qu'à titre indicatif car ils peuvent être soit modifiés au cours des discussions futures, soit abandonnés. Il est donc nécessaire, face à l'évolution constante des normes, de s'assurer des dernières versions. Dans le cas présent il nous a semblé intéressant d'indiquer ces nouveaux critères qui font appel aux notions de production initiale ou ponctuelle et de production continue. En effet dans ce projet de révision deux catégories de critères d'appréciation coexisteraient pour vérifier la conformité de la résistance à la compression suivant qu'il s'agirait, pour un béton, d'une production initiale ou d'une production continue, la conformité étant évaluée sur des éprouvettes essayées à 28 jours pour :

- des groupes de « n » résultats d'essais consécutifs avec ou sans chevauchement, ($\overline{X}_n$) étant leur moyenne, critère n° 1 ;
- chaque résultat individuel d'essai (x_i), critère n° 2.

Les critères de conformité étant développés sur la base de résultats ne se chevauchant pas, l'application à des résultats se chevauchant augmente le risque de rejet.

Tableau 14-9

Type de production	**Nombre « n » de résultats dans le groupe**	**Critère 1 Moyenne de « n » résultats $\overline{X}_n$ en N/mm²**	**Critère 2 Chaque résultat individuel x_i en N/mm²**
initiale	3	$\overline{X}_n \geq f_{ck} + 4$	$x_i \geq f_{ck} - 4$
continue	$n \geq 15$	$\overline{X}_n \geq f_{ck} + 1{,}48\ \sigma$	$x_i \geq f_{ck} - 4$

L'écart type serait estimé à partir de 35 résultats d'essais consécutifs obtenus sur une période d'au moins trois mois précédant la période de production. La valeur serait appliquée à la période suivante pendant laquelle la conformité devrait être vérifiée à condition que l'écart type des 15 derniers résultats « s_1» ne s'écarte pas de manière significative de l'écart type préalablement adopté, ce qui correspondrait à avoir :

$$0{,}63\ \sigma \leq s_1 \leq 1{,}37\ \sigma.$$

Si s_1 est en dehors de ces limites, une nouvelle valeur de σ devrait être déterminée à partir des 35 derniers résultats et le critère de conformité de la valeur moyenne ($\overline{X}_n$) devrait être appliqué aux 15 derniers résultats d'essai au moins à l'aide de la nouvelle valeur de σ.

Concernant la résistance à la traction par fendage, les critères de conformité sont indiqués dans le tableau 14-10.

Tableau 14-10

Type de production	Nombre « n » de résultats dans le groupe	Critère 1 Moyenne de « n » résultats $\overline{X}_n$ en N/mm²	Critère 2 Chaque résultat individuel x_i en N/mm²
initiale	3	$\overline{X}_n \geq f_{tk} + 0{,}5$	$x_i \geq f_{tk} - 0{,}5$
continue	$n \geq 15$	$\overline{X}_n \geq f_{tk} + 1{,}48\ \sigma$	$x_i \geq f_{tk} - 0{,}5$

5.3 Critère de consistance

La consistance du béton frais est également un critère de conformité du béton, en sorte qu'elle doit être mesurée régulièrement et au moins lors de l'exécution des éprouvettes de contrôle, le lot étant réputé conforme si tous les résultats se trouvent dans la fourchette requise. Le fascicule 65 A indique à ce sujet que si ce n'est pas le cas, la gâchée ou la charge correspondante peut être rebutée, la gâchée suivante faisant l'objet d'un nouvel essai. Bien qu'en général ces mesures soient effectuées avec le cône d'Abrams, certaines spécifications prévoient l'utilisation du maniabilimètre LCPC. Il est important de s'assurer régulièrement de la constance de la consistance, ce paramètre ayant des conséquences très grandes sur le résultat, un béton trop sec se mettant difficilement en place, un béton mou ayant des caractéristiques mécaniques plus faibles et un retrait plus fort.

De même dans le projet de norme en cours de discussion, les tolérances par rapport à une valeur de slump fixée seraient de – 10 mm pour la limite inférieure et + 20 mm pour la limite supérieure, sans différencier les classes de consistance tel que prévu dans le fascicule 65 A ou la norme XP P 18-305.

Également il y serait envisagé que, dans le cas de béton livré sur chantier par camion toupie, la première mesure devrait être faite après un déversement initial d'environ 1/3 de m^3 sur 6 prises élémentaires homogénéisées, la tolérance sur ce premier essai de consistance du béton livré par toupie étant de – 20 mm pour la limite inférieure et + 30 mm pour la limite supérieure.

Notons que ce rappel du mode opératoire du prélèvement serait important car très fréquemment, sur chantier, l'essai destiné à accepter ou non la livraison est effectué sur un échantillon prélevé dans les premiers litres de déversement, c'est à dire sur un béton qui ne représente que très partiellement la qualité de celui qui est dans la toupie et qui cependant décide de l'acceptation ou du refus de la livraison.

6. DÉFINITION ET EXÉCUTION DES ESSAIS

6.1 Généralités et dispositions communes

6.1.1 *Précautions contre la dessiccation*

Il convient d'éviter la dessiccation des éprouvettes depuis le moment où elles sont retirées du milieu dans lequel elles ont été conservées pour être transférées à la salle

d'essai. L'influence d'une dessiccation est d'autant plus sensible si l'éprouvette est petite et surtout si elle a été conservée dans l'eau.

6.1.2 *Détermination de la masse volumique de l'éprouvette*

Après avoir été essuyées ou nettoyées, les éprouvettes sont pesées avec une erreur relative inférieure à 1/1000. La masse volumique est alors calculée en divisant sa masse par le volume de l'éprouvette ; la masse volumique exprimée en kg/dm^3 correspond à la densité.

6.1.3 *Compte rendu*

Pour faciliter la rédaction du compte rendu, il convient d'utiliser des imprimés spécialement étudiés pour chaque type d'essai.

Les indications à y porter sont en principe les suivantes :

- dimension et masse volumique (ou densité) des éprouvettes essayées ;
- valeur de la résistance trouvée ;
- identification de l'essai (étude, convenance, contrôle, information, détection) ;
- numéro d'ordre ;
- désignation de l'entreprise, du chantier, de l'ouvrage ou partie d'ouvrage ;
- date du malaxage et de l'essai ; âge du béton ;
- identification du béton ; nature et provenance des granulats, du ciment, des adjuvants ; composition et dosage du béton. (Pour ce paragraphe un simple numéro de référence peut suffire) ;
- affaissement au cône (correspondant, en principe, à la gâchée ayant servi à faire les éprouvettes en question) ;
- observations : défauts, anomalies, incidents et toutes opérations ou dispositions qui n'auraient pas été conformes aux prescriptions normalisées.

6.2 Essai de compression

Les détails d'exécution et toutes les précautions à prendre sont précisés dans la norme P 18-406. Nous retiendrons en particulier les points suivants :

- les extrémités des éprouvettes (faces de chargement) doivent être surfacées en employant un mélange de soufre et de matériau granuleux.

La composition de ce mélange dépend de la résistance supposée de l'éprouvette, le résultat de l'essai de compression ne devant pas être faussé par la rupture prématurée de l'enduit de surfaçage. La norme P 18-416 de septembre 1994 distingue deux types de mortier de soufre :

- le type A pour les résistances de béton inférieures à 60 MPa, dont la composition est :
  - 60 ± 5 % de fleur de soufre,
  - 40 ± 5 % de sable siliceux de granulométrie 0,125 / 0,315 mm.

- le type B pour les bétons de résistance inférieure ou égale à 100 MPa, et dont la composition est un mélange de soufre et d'additifs divers de granularité inférieure à 0,315 mm, dont la résistance propre est supérieure à 55 MPa et le comportement satisfaisant lors d'essai de compression sur béton de résistance au moins égale à 100 MPa, après une attente d'au moins 30 minutes.

  L'épaisseur de la couche de surfaçage devant être dans les deux cas comprise entre 2 et 4 mm.

Pour les bétons de résistance supérieure à 60 MPa et d'une façon générale pour les bétons à très haute résistance, une autre solution consiste à rectifier les extrémités des éprouvettes au lapidaire. On peut également envisager la réalisation de l'essai avec une boîte à sable.

- l'éprouvette doit être bien centrée entre les plateaux de la presse ;
- la mise en charge doit s'effectuer d'une manière continue à la vitesse moyenne de 0,5 MPa par seconde avec une tolérance de ± 0,2 MPa par seconde.

Expression des résultats

Retenir pour charge de rupture la charge maximale enregistrée au cours de l'essai et calculer la contrainte C en MPa par la relation C = P/S où P est la charge maximale et S la surface de compression de l'éprouvette. Nous rappelons que 1 MPa = 1 N/mm^2.

6.3 Essai de traction par flexion

De la norme P 18-407 qui précise les détails d'exécution, il convient de retenir les points suivants :

– les éprouvettes sont des prismes de section carrée et d'élancement 4 ;
– l'appareil de chargement est réalisé conformément au croquis de la figure XIV-10.

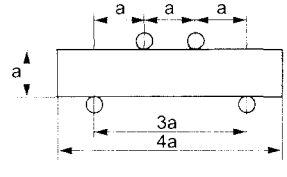


Fig. XIV-10 – Dispositif de chargement pour l'essai de traction par flexion.

Il existe également une machine dite « appareil de Feret » plus connu sous le nom de « Simrupt » dans laquelle le prisme est placé verticalement.

La mise en charge s'effectue à la vitesse de 0,05 MPa par seconde avec une tolérance de ± 0,01 MPa.

Expression des résultats

Si la charge de rupture est F (en newtons) et a le côté de la base en mm, la contrainte de rupture en traction par flexion est :

$$f_t = \frac{1{,}8\ F}{a^2} \quad \text{(en MPa)}.$$

Ceci suppose que la contrainte calculée par la formule de l'élasticité $f_t = \frac{Mv}{I}$ est affectée d'un coefficient 0,6.

En effet :

$$f_t = \frac{Mv}{I} = \frac{6M}{a^3} = \frac{3F}{a^2} \quad \text{car} \quad M = \frac{F}{2} \times a \quad \text{et} \quad \frac{I}{v} = \frac{a^3}{6}$$

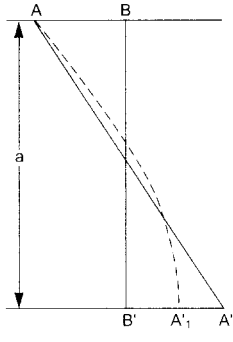


Fig. XIV-11

On tend ainsi à rapprocher cette valeur de celle de la contrainte en traction pure ; ceci s'explique par le fait que l'application de la loi de Hooke qui donnerait le diagramme de contrainte AA′ avec B' A' = Mv/I n'est plus applicable lorsqu'on arrive à la rupture et que le diagramme réel est vraisemblablement de la forme AA'_1 avec $B'A'_1 \simeq 0{,}6\ B'A'$ en supposant une sorte de plastification en traction précédant la rupture. Par ailleurs, la comparaison d'essais jumelés en traction-flexion et en traction directe donne un rapport moyen voisin de 0,6, mais sa valeur varie en fonction de la dimension des prismes. Ce coefficient n'a donc qu'une signification tout à fait approximative et conventionnelle (fig. XIV-11).

6.4 Essai de traction par fendage

La norme NF P 18-408 précise en particulier les dispositions de mise en charge.

L'éprouvette est placée horizontalement entre les plateaux de la presse et dans l'a: le contact des génératrices supérieure et inférieure avec les plateaux est assuré l'intermédiaire de bandes de mesures en contreplaqué Okoumé.

$b = (0{,}09 \pm 0{,}01)d$ $\quad$ $e = 4 \pm 1$ mm ;

l = longueur de chargement $\quad$ h = hauteur du cylindre.

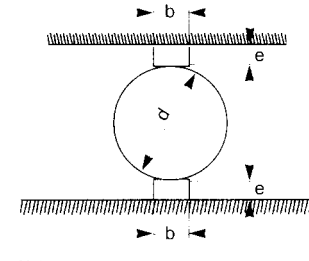


Fig. XIV-12 – Disposition de mise en charge de l'éprouvette cylindrique pour l'essai de fendage.

Cet essai nécessite que les éprouvettes présentent des génératrices bien rectilignes.

- La mise en charge s'effectue à la vitesse de 0,05 MPa/s avec une tolérance de ± 0,1 MPa par seconde.

Expression des résultats

$$f_t \text{ (en MPa)} = 0{,}637 \frac{F}{dh} \text{ d'après la formule de base } f_t = \frac{2}{\pi} \frac{F}{dh};$$

avec F = charge de rupture en newtons,

avec d = diamètre de l'éprouvette, en mm ;

avec h = hauteur de l'éprouvette, en mm.

Ce type d'essai, quelquefois appelé « essai brésilien », présente un certain nombre d'avantages :

- même moule et même éprouvette que pour l'essai de compression (ce qui est très important en ce qui concerne l'influence pour la conservation du paramètre « forme ») ;
- même presse et dispersion relativement faible ;
- utilisation possible du cylindre de 16 pour des granulats dont la dimension peut atteindre 40 mm. Alors que le prisme de 10 ne permet que D = 25 mm et pour D = 40, il faut passer au prisme de 20 (près de 40 kg) ;
- le résultat est obtenu sans utilisation d'un coefficient plus ou moins arbitraire.

6.5 Essai de traction directe

Les éprouvettes utilisées sont des éprouvettes cylindriques.

Le dispositif de traction comporte deux têtes métalliques que l'on colle à chacune des extrémités et qui comportent des tiges de traction centrées et articulées par rotule.

Les éprouvettes sont sciées à chaque extrémité pour éliminer la zone de béton plus ou moins hétérogène et l'élancement est ainsi ramené à 1,7.

Expression des résultats

On a :

$$f_t \text{ (en MPa)} = \frac{F}{S}$$

avec F = effort de traction maximal en N et S = section normale de l'éprouvette en mm^2.

7. INFLUENCE DE LA DIMENSION DES ÉPROUVETTES

D'après une proposition de l'I.S.O. *(International Standard Organisation)* on peut adopter les coefficients φ ci-après pour relier les résistances trouvées (pour un *même* béton) sur des éprouvettes de dimensions *x/2x* différentes, l'éprouvette 16/32 (200 cm^2) étant prise comme base de référence :

$$f_{c\ x/2x} = \varphi_{cyl}\ f_{c\ 16/32}$$

Cylindre (cm) x/2x	11/22	16/32	20/40	25/50	30/60	40/80
φ_{cyl}	1,02	1,00	0,97	0,95	0,91	0,85

Pour les cubes une relation analogue est proposée, le cube de 14 cm (200 cm^2) étant pris comme base de référence.

$$f_c\ x = \varphi_{cub}\ f_{c\ 14}$$

Cube (cm)	10	14	20	25	30
φ_{cub}	1,10	1,00	0,95	0,92	0,90

Après avoir, pendant très longtemps, déterminé la résistance des bétons sur des éprouvettes *cubiques*, on a adopté, en France, depuis 1960 (BA 60), l'éprouvette *cylindrique* et ce, conformément aux recommandations du Comité Européen du Béton. Cependant, l'éprouvette cubique est encore utilisée dans certains pays et c'est pourquoi il est utile de rappeler la relation expérimentale liant les résistances à la compression obtenues sur cubes et sur cylindres (fig XIV-13).

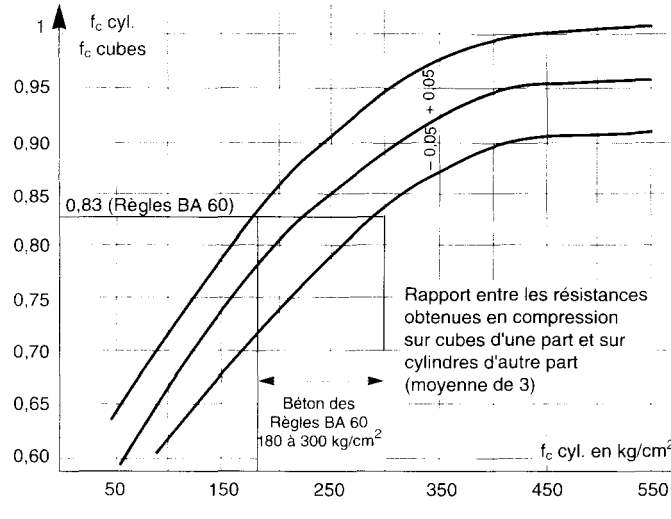


Fig. XIV-13 – Variation du rapport $\frac{f_c\ cylindres}{f_c\ cubes}$ *en fonction de* f_c *cylindres.*

Le coefficient habituellement utilisé $\frac{f_{ccyl}}{f_{ccub}} = 0,83$ est bien valable pour les bétons de qualité courante (20 à 30 MPa) mais il est plus faible pour les bétons de moindre

résistance et plus élevé pour les bétons de haute résistance ; c'est l'élancement qui est en cause (2 pour les cylindres et 1 pour les cubes) et non pas la forme de la section (circulaire ou carrée).

Le tableau 9-8 du chapitre IX paragraphe 3.10 indiquant les résistances f_{ck} sur cylindres et f_{ck} sur cubes des différentes classes de résistances caractéristiques telles qu'elles sont définies dans les pays de la CEE, fait apparaître un coefficient de corrélation arrondi à 0.8, en parfait accord avec ce qui précède.

En ce qui concerne les éprouvettes cylindriques, elles peuvent être de différentes dimensions et, sur un même béton, la résistance obtenue sur une éprouvette de diamètre Ø sera un *peu plus faible* que celle obtenue sur une éprouvette de 16 cm si $\Phi > 16$ cm et réciproquement.

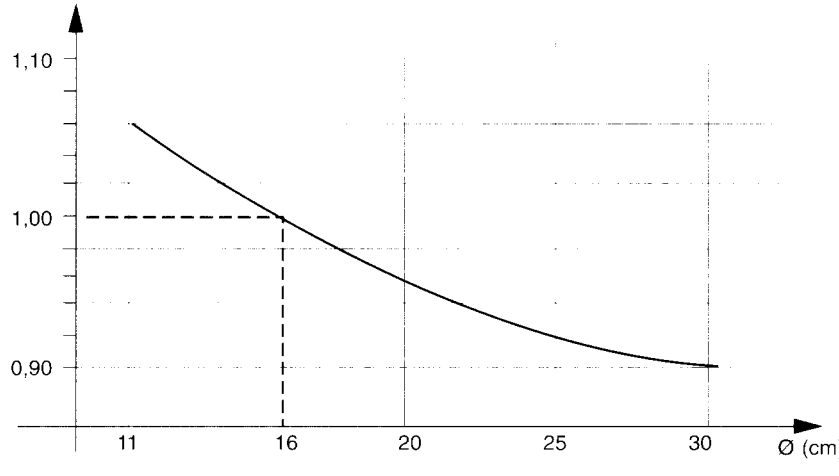


Fig. XIV-14 – Variation du rapport : $k = \frac{\text{Résistance de l'éprouvette de diamètre Ø}}{\text{Résistance de l'éprouvette de diamètre 16 cm}}$ en fonction du diamètre Ø de l'éprouvette utilisée.

8. CAS PARTICULIER DES GROS BÉTONS

Pour la construction des ouvrages en grande masse (digues, barrages, ...), on utilise souvent des bétons dont la dimension maximale des granulats, D, peut atteindre 100, 125 ou même 150 mm ; le contrôle de la *consistance* et de la *résistance* peut alors se faire soit sur « *béton réduit* » à la dimension $Dr < D$, soit sur « *béton entier* » mais avec des cônes et des moules de plus grandes dimensions.

8.1 Dimension des éprouvettes cylindriques

La règle usuelle fixant la dimension minimale des éprouvettes par rapport à D est $Ø \geq 5$ D.

Cette règle fixée, avec raison, pour les dimensions courantes D ≃ 20 à 30 mm conduit, dans le cas des gros bétons, à des dimensions d'éprouvettes prohibitives.

Mais il a été montré que l'extrapolation linéaire de la règle précédente n'était pas justifiée et nous avons proposé la règle suivante $\varnothing \geqslant 25 \sqrt{D}$ (Ø et D en mm).

8.2 Mesure de la consistance

Des mesures concomitantes faites dans des cônes de dimensions variables jusqu'à 75 cm de hauteur ont permis de dresser le tableau des valeurs suivantes :

D en mm	Hauteur du cône en cm $h \simeq 5 \sqrt{D}$ (D en mm)	Affaissement en cm en fonction de la consistance désirée				
		Très ferme	Ferme	Plastique	Mou	Très mou à liquide
≤ 40	30	0 à 2	3 à 5	6 à 9	10 à 13	> 14
≤ 80	45	0 à 4	6 à 10	12 à 18	20 à 26	> 28
≤ 125	60	0 à 6	9 à 15	18 à 27	30 à 39	> 42
≤ 200	75	0 à 8	12 à 20	24 à 36	40 à 52	> 56

Nota : tableau des relations à respecter entre l'affaissement au cône, la hauteur du cône à utiliser, la dimension maximale des granulats et la plasticité désirée pour des *bétons entiers*.

Deux cas peuvent se présenter

Premier cas : on veut mesurer et contrôler la plasticité sur béton entier en utilisant un cône de dimension suffisante ; on se référera pour cela aux indications du tableau précédent.

Deuxième cas : on veut mesurer et contrôler la plasticité en utilisant le cône normalisé (h = 30 cm) ; on réduira alors le béton de dimension D à la dimension réduite D_r = 40 mm compatible avec cet appareil.

Si la plasticité désirée sur béton entier de dimension D correspond à un affaissement A_D sur le cône de hauteur h convenable, la plasticité à mesurer sur béton, réduit à 40 mm, en utilisant le cône de 30 cm sera :

$$A_{Dr} = A_D \sqrt{\frac{D}{D_r}} \times \frac{h_r - 15}{h - 15}$$

Les conditions sont les suivantes : $h_r \geqslant 30$ cm

A_D et A_{Dr} sont les affaissements respectifs des bétons D (entier) et D_r (réduit) sur les cônes h pour l'entier et h_r pour le réduit (en principe, D_r = 40 mm et h_r = 30 cm).

Exemple : pour un béton D = 160 mm on devrait avoir A_D = 30 cm mesuré sur cône h = 75 cm ; on réduira ce béton à la dimension D_r = 40 mm et l'on devra mesurer sur cône de 30 cm un affaissement :

$$A_{Dr} = 30 \left(\frac{160}{40} \right) \times \frac{15}{75 - 15} = 15 \text{ cm}.$$

8.3 Mesure de la résistance

Si l'on veut apprécier la résistance $f_c(D)$ de gros bétons de dimension D, on pourra procéder :

- *soit sur béton entier* en respectant la règle $\varnothing \geqslant 25 \, D$,
- *soit sur béton réduit* à une dimension D_r pour confectionner des éprouvettes de diamètre $\varnothing \geqslant 25 \, D_r$; dans ce cas, la résistance $f_c(D_r)$ que l'on mesure sur ces éprouvettes pourrait être évaluée par la formule suivante :

$$f_c(D_r) \geqslant f_c(D) \left[1 + \frac{D - D_r}{400} \right].$$

Cependant, dans toute la mesure du possible un étalonnage reste souhaitable, compte tenu du caractère particulier que peuvent présenter certains bétons.

Cet étalonnage peut se faire par comparaison des résistances obtenues sur quelques grosses éprouvettes de béton entier (en respectant la règle $\varnothing \geqslant 25 \, D$) et sur des éprouvettes de béton réduit.

Si l'on n'a pas la possibilité de fabriquer et d'écraser de grosses éprouvettes, on pourra effectuer des carottages dans un bloc réalisé en béton entier et comparer les résultats des écrasements de ces carottes et des éprouvettes en béton réduit ; on en profitera pour étalonner également la vitesse du son et l'indice sclérométrique par rapport à la résistance.

Chapitre XV

NORMES AFNOR

Les normes en général et celles relatives au bâtiment et au génie civil en particulier ont subi de nombreuses modifications ces dernières années, notamment dans le cadre des normes européennes, en sorte qu'il est indispensable de s'assurer de la date de leur publication pour ne pas risquer d'appliquer des spécifications abandonnées depuis un certain temps au profit d'autres plus ou moins restrictives ou, dans le cas d'essais, d'utiliser des méthodologies modifiées.

Nous avons donc dressé ci-après la liste de celles susceptibles d'être consultées à l'occasion d'études ou de travaux relatifs au béton. Nombreuses parmi elles sont celles qui nous ont permis de préciser les spécifications ou les recommandations données tout au long des différents chapitres de cet ouvrage.

1. NORMES RELATIVES AUX LIANTS

FD P 15-010 (oct. 1997)	Liants Hydrauliques – Guide d'utilisation des ciments
P 15-101.1 (mai 1993)	Ciment – Composition, Spécifications et Critères de conformité Partie 1 : ciments courants (ENV 197.1)
NF P 15-300 (déc. 1981)	Liants Hydrauliques – Vérification de la qualité des livraisons – Emballage – Marquage
NF P 15-301 (juin 1994)	Liants Hydrauliques – Définitions, classification et spécification des ciments
NF P 15-302 (sept. 1995)	Liants Hydrauliques – Ciments à usage tropical
NF P 15-307 (déc. 1997)	Liants Hydrauliques – Ciment à maçonner
NF P 15-308 (oct. 1964)	Liants Hydrauliques – Ciment naturel
NF P 15-311 (janv. 1996)	Chaux de construction – Définitions, spécifications et critères de conformité
NF P 15-312 (oct. 1969)	Chaux Hydrauliques artificielles
NF P 15-314 (fév. 1993)	Liants Hydrauliques – Ciment prompt naturel
NF P 15.315 (avril 1991)	Liants hydrauliques – Ciment alumineux fondu
FD P 15.316 (avril 1991)	Liants hydrauliques – Emploi du ciment alumineux fondu en éléments de structure

NF P 15-317 (sept. 1995)	Liants Hydrauliques – Ciments pour travaux à la mer
NF P 15-318 (sept. 1995)	Liants Hydrauliques – Ciment à faible chaleur d'hydratation initiale et à teneur en sulfures limitée
XP P 15-319 (sept. 1995)	Liants Hydrauliques – Ciments pour travaux en eaux à haute teneur en sulfates
P 15-330 (avril 1993)	Liants Hydrauliques – Ciments d'aluminates de calcium à usages réfractaires
FD ENV 197-2 (mars 1996)	Ciment – Partie 2 : Évaluation de la conformité (*indice de classement : P15-101.2*)
FD ENV 413-1 (mars 1995)	Ciment à maçonner – Partie 1 : Spécification (*indice de classement P 15.102*)
FD ENV 459-1 (mars 1995)	Chaux de construction – Partie 1 : Définitions, spécifications et critères de conformité (*indice de classement : P15-104*)

NORMES D'ESSAI SUR LES LIANTS

NF P 15-431 (fév. 1994)	Liants hydrauliques – Technique des essais – Détermination du temps de prise sur mortier normal
NF P 15-433 (fév. 1994)	Méthodes d'essais des Ciments – Détermination du retrait et gonflement
P 15-510 (juin 1981)	Chaux aériennes éteintes pour bâtiment – Spécifications
NF P 15-436 (sept. 1988)	Liants hydrauliques – Mesure de la chaleur d'hydratation des ciments par calorimétrie semi-adiabatique (méthode du calorimètre de Langavant)
P 15-437 (juin 1987)	Liants hydrauliques – Technique des essais – Caractérisation des ciments par mesure de la fluidité sous vibration des mortiers
P 15-467 (mars 1985)	Liants hydrauliques – Méthode pratique instrumentale d'analyse des ciments par spectrométrie de fluorescence des rayons X
NF EN 196-1 (août 1995)	Méthodes d'essais des Ciments – Partie 1 : Détermination des résistances mécaniques (*indice de classement P 15-471*)
NF EN 196-2 (août 1995)	Méthodes d'essais des Ciments – Partie 2 : Analyse chimique des ciments (*indice de classement P 15-472*)
NF EN 196-3 (août 1995)	Méthodes d'essais des Ciments – Partie 3 : Détermination du temps de prise et de stabilité (*indice de classement P 15-473*)
ENV 196-4 (fév. 1994)	Méthodes d'essais des Ciments – Partie 4 : Détermination quantitative des constituants (*indice de classement P 15-474*)

NF EN 196-5 (août 1995)	Méthodes d'essais des Ciments – Partie 5 : Essai de pouzzolanicité des ciments pouzzolaniques (*indice de classement P 15-475*)
NF EN 196-6 (août 1990)	Méthodes d'essais des Ciments – Partie 6 : Détermination de la finesse (*indice de classement P 15-476*)
NF EN 196-7 (août 1990)	Méthodes d'essais des Ciments – Partie 7 : Méthodes de prélèvement et d'échantillonnage du ciment (*indice de classement P 15-477*)
NF EN 196-21 (août 1990)	Méthodes d'essais des Ciments – Partie 21 : Détermination de la teneur en chlorures, en dioxyde de carbone et en alcalis dans les ciments (*indice de classement P 15-478*)
NF ENV 413-2 (mars 1995)	Ciment à maçonner – Partie 2 : Méthodes d'essais (*indice de classement P 15-103*)
NF ENV 459-2 (mars 1995)	Chaux de construction – Partie 2 : Méthodes d'essais (*indice de classement P 15-105*)

2. NORMES RELATIVES AUX GRANULATS

XP P 18-540 (oct. 1997)	Granulats – Définitions Conformité Spécifications (*indice de classement P 18-540*)
P 18-542 (mai 1994)	Granulats naturels courants pour bétons hydrauliques – Critères de qualification des granulats vis à vis de l'alcali-réaction
P 18-551 (déc. 1990)	Granulats – Prélèvement sur stocks
P 18-552 (sept. 1990)	Granulats – Prélèvement de matériaux en cours d'écoulement
P 18-553 (sept. 1990)	Granulats – Préparation d'un échantillon pour essai
P 18-554 (déc. 1990)	Granulats – Mesures des masses volumiques, de la porosité, du coefficient d'absorption et de la teneur en eau des gravillons et cailloux
P 18-555 (déc. 1990)	Granulats – Mesures des masses volumiques, coefficient d'absorption et teneur en eau des sables
P 18-557 (sept. 1990)	Granulats – Éléments pour l'identification des granulats
P 18-558 (déc. 1990)	Granulats – Détermination de la masse volumique absolue des fines
P 18-571 (sept. 1990)	Granulats – Détermination de l'homogénéité des granulats (D égal ou supérieur à 4 mm)

P 18-572 (déc. 1990)	Granulats – Essai d'usure Micro-Deval
P 18-573 (déc. 1990)	Granulats – Essai de Los-Angeles
P 18-574 (déc. 1990)	Granulats – Essai de fragmentation dynamique
P 18-576 (déc. 1990)	Granulats – Mesure du coefficient de friabilité des sables
XP P 18-581 (oct. 1997)	Granulats – Dosage rapide des sulfates solubles dans l'eau (méthode par spectrophotométrie)
P 18-582 (déc. 1990)	Granulats – Détermination de la teneur en soufre total
P 18-583 (déc. 1990)	Granulats – Mesure de la teneur en chlore – Méthode par dissolution
P 18-584 (déc. 1991)	Granulats – Réactivité potentielle de type alcali-silice
P 18-585 (déc. 1990)	Granulats – Stabilité dimensionnelle en milieu alcalin – Essai sur mortier
P 18-586 (déc. 1990)	Granulats – Mise en évidence de matières organiques par colorimétrie
P 18-587 (déc. 1990)	Granulats – Stabilité dimensionnelle en milieu alcalin – Essai sur béton
P 18-588 (déc. 1991)	Granulats – Stabilité dimensionnelle en milieu alcalin – Essai accéléré sur mortier microbar
P 18-589 (sept. 1992)	Granulats – Réactivité potentielle de type alcali silice et alcali silicate – Test cinétique – Méthode chimique
P 18-590 (avril 1993)	Granulats – Stabilité dimensionnelle en milieu alcalin – Essai accéléré sur mortier par autoclavage
P 18-591 (sept. 1990)	Granulats – Détermination de la propreté superficielle
P 18-592 (déc. 1990)	Granulats – Essai au bleu de méthylène – Méthode à la tache
P 18-593 (déc. 1990)	Granulats – Sensibilité au gel
P 18-597 (déc. 1990)	Granulats – Détermination de la propreté des sables – Équivalent de sable à 10 % de fines
P 18-598 (oct. 1991)	Granulats – Équivalent de sable
NF EN 932-1 (déc. 1996)	Essais pour déterminer les propriétés générales des granulats – Partie 1 : Méthode d'échantillonnage
NF EN 932-3 (déc. 1996)	Essais pour déterminer les propriétés générales des granulats – Partie 3 : Procédure et terminologie pour la description pétrographique simplifiée (*indice de classement P 18-621.3*)
NF EN 933-1 (déc. 1997)	Essais pour déterminer les caractéristiques géométriques des granulats – Partie 1 : – Détermination de la granularité – Analyse granulométrique par tamisage *(indice de classement P 18-622.1)*

NF EN 933-2 (mai 1996)	Essais pour déterminer les caractéristiques géométriques des granulats – Partie 2 : – Détermination de la granularité – Tamis de contrôle – Dimension maximale des ouvertures *(indice de classement P 18-622.2)*
NF EN 933-3 (mars 1997)	Essais pour déterminer les caractéristiques géométriques des granulats – Partie 3 : – Détermination de la forme des granulats – Coefficient d'aplatissement *(indice de classement P 18-622.3)*
NF EN 1097-1 (nov. 1996)	Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats – Partie 1 : Détermination de la résistance à l'usure (micro-Deval) *(indice de classement P 18-650.1)*

3. NORMES RELATIVES AUX ADJUVANTS

NF P 18-103 (août 1989)	Adjuvants pour béton, mortiers et coulis – Définitions, classification et marquage
P 18-330 (déc. 1990)	Adjuvants pour béton, mortiers et coulis – Hauts réducteurs d'eau
NF P 18-331 (déc. 1986)	Adjuvants pour béton, mortiers et coulis – Accélérateurs de prise sans chlore
NF P 18-332 (déc. 1986)	Adjuvants pour béton, mortiers et coulis – Accélérateurs de durcissement sans chlore
NF P 18-333 (déc. 1986)	Adjuvants pour béton, mortiers et coulis – Fluidifiants
NF P 18-334 (déc. 1986)	Adjuvants pour béton, mortiers et coulis – Hydrofuges de masse
NF P 18-335 (déc. 1986)	Adjuvants pour béton, mortiers et coulis – Plastifiants
NF P 18-336 (déc. 1986)	Adjuvants pour béton, mortiers et coulis – Réducteurs d'eau – Plastifiants
NF P 18-337 (mars 1990)	Adjuvants pour béton, mortiers et coulis – Retardateurs de prise
NF P 18-338 (déc. 1986)	Adjuvants pour béton, mortiers et coulis – Entraîneurs d'air
NF P 18-339 (déc. 1986)	Adjuvants pour béton, mortiers et coulis – Adjuvants non expansifs pour coulis courants d'injection pour précontrainte
NF P 18-350 (déc. 1986)	Adjuvants pour bétons, mortiers et coulis – Ciments de référence
NF P 18-370 (oct. 1995)	Produits de cure pour bétons et mortiers. – Définition, spécification, marquage

P 18-821 (sept. 1993)	Produits spéciaux destinés aux constructions en béton hydraulique – Produits de calage et de scellement à base de liants hydrauliques

4. NORMES RELATIVES AUX BÉTONS (CONFECTION, MISE EN ŒUVRE, CONTRÔLE)

XP P 10-202-1/A1 (avril 1994)	(Réf. DTU 20-1) Travaux de bâtiment. Ouvrages en maçonnerie de petits éléments – Parois et murs. Partie 1 : cahier des clauses techniques
XP P 10-102-2 /A1 (avril 1994)	(Réf. DTU 20-1) Travaux de bâtiment. Ouvrages en maçonnerie de petits éléments – Parois et murs. Partie 2 : règles de calcul et dispositions constructives minimales
P 10-202 3 (avril 1994)	(Réf. DTU 20-1) Travaux de bâtiment. Parois et murs. Partie 3 : guide pour le choix des types de murs de façade en fonction du site
P 11-211 (mars 1988)	(Réf. DTU 13-11) Fondations superficielles
P 11-212 (sept. 1992)	(Réf. DTU 13-2) Fondations profondes pour le bâtiment
NF P 11-212-2 (nov. 1994)	(Réf. DTU 13-2) Travaux de bâtiment – Marchés privés Travaux de fondations profondes pour le bâtiment. Partie 2 : cahier des clauses spéciales
NF P 14-201.1 (mai 1993)	(Réf. DTU 26-2) Travaux de bâtiment – Chapes et Dalles à base de liants hydrauliques. Partie 1 : cahier des charges techniques
NF P 14-201-2 (mai 1993)	(Réf. DTU 26-2) Travaux de Bâtiment – Chapes et Dalles à base de liants hydrauliques. Partie 2 : cahier des clauses spéciales
NF P 14-306 (fév. 1986)	Blocs en béton cellulaire autoclavé pour murs et cloisons
NF P 15-201-1 (mai 1993)	(Réf. DTU 26-1) Travaux de bâtiment – Enduits aux mortiers de ciments, de chaux et de mélange plâtre et chaux aérienne. Partie 1 : Cahier des clauses techniques
NF P 15-201-2 (mai 1994)	(Réf. DTU 26-1) Travaux de bâtiment – Marchés privés – Enduit aux mortiers de ciments, de chaux et de mélange plâtre et chaux aérienne. Partie 2 : Cahier des clauses spéciales

NF P 15-202-1 (mai 1994)	(Réf. DTU 27-1) Travaux de bâtiment – Réalisation de revêtements par projection pneumatique de fibres minérales avec liant. Partie 1 : Cahier des clauses techniques.
NF P 15-202-2 (mai 1993)	(Réf. DTU 27-1) Travaux de bâtiment – Réalisation de revêtements par projection pneumatique de fibres minérales avec liant. Partie 2 : Cahier des clauses spéciales.
P 18-011 (juin 1992)	Bétons – Classification des Environnements Agressifs
NF P 18-201 (mai 1993)	(ex DTU 21) Travaux de Bâtiment – Exécution des travaux en béton – Cahier des clauses techniques
NF P 18-210 (mai 1993)	(ex DTU 23-1) Travaux de Bâtiment – Murs en béton banché – Cahier des clauses techniques
XP P 18-305 (août 1996)	Bétons – Bétons Prêts à l'Emploi préparés en usine
P 18-325 (août 1991)	Bétons – Performances, production, mise en œuvre et critères de conformité (ENV 206)
NF P 18-400 (déc. 1981)	Bétons – Moules pour Éprouvettes Cylindriques et Prismatiques
NF P 18-404 (déc. 1981)	Bétons – Essais d'Étude, de Convenance et de Contrôle – Confection et conservation des éprouvettes
NF P 18-405 (déc. 1981)	Bétons – Essai d'Information – Confection et conservation des éprouvettes
NF P 18-406 (déc. 1981)	Bétons – Essai de Compression
NF P 18-407 (déc. 1981)	Bétons – Essai de Flexion
NF P 18-408 (déc. 1981)	Bétons – Essai de Fendage
P 18-409 (avril 1993)	Bétons avec Fibres Métalliques – Essai de flexion
P 18-414 (sept. 1993)	Essai des Bétons – Essais non destructifs – Mesure de la fréquence de résonance fondamentale
P 18-415 (sept. 1994)	Bétons – Boîte à sable pour essai de compression des éprouvettes cylindriques
P 18-416 (sept. 1994)	Bétons – Surfaçage au soufre des éprouvettes cylindriques
P 18-417 (déc. 1989)	Béton – Mesure de la dureté de surface par rebondissement à l'aide d'un scléromètre
P 18-418 (déc. 1989)	Béton – Auscultation sonique – Mesure du temps de propagation d'ondes soniques dans le béton
NF P 18-422 (déc. 1981)	Bétons – Mise en place par aiguille vibrante
NF P 18-423 (déc. 1981)	Bétons – Mise en place par piquage
P 18-424 (oct. 1994)	Bétons – Essai de gel sur béton durci – Gel dans l'eau et dégel dans l'eau
P 18-425 (oct. 1994)	Bétons – Essai de gel sur béton durci – Gel dans l'air et dégel dans l'eau

NF P 18-451 (déc. 1981)	Bétons – Essai d'affaissement
NF P 18-452 (mai 1988)	Bétons – Mesure du temps d'écoulement des bétons et des mortiers aux maniabilimètres
NF P 18-501 (mars 1992)	Additions pour béton hydraulique – Fillers
NF P 18-502 (mai 1992)	Additions pour béton hydraulique – Fumées de silice
P 18-504 (juin 1990)	Béton – Mise en œuvre des bétons de structure
P 18-505 (juin 1992)	Additions pour béton hydraulique – Cendres volantes de houille
NF P 18-506 (mars 1992)	Additions pour béton hydraulique – Laitier vitrifié moulu de haut-fourneau
P 18-508 (oct. 1994)	Additions pour bétons hydrauliques – Additions calcaires – Spécification et critères de qualité
P 18-702 (mars 1992)	Règles BAEL
NF P 61-202 (août 1994)	(Réf. DTU 52-1) Revêtements de sols scellés
NF P 95-102 (juin 1992)	Réparation et renforcement des ouvrages en béton et en maçonnerie
XP P 98-307 (juill. 1996)	Dalles en béton – Dalles en béton pour revêtements de sols extérieurs ou assimilés
NF EN 447 (mai 1996)	Coulis pour câbles de précontrainte – Prescriptions pour les coulis courants *(indice de classement P 18-140)*
ENV 206 voir P 18-325	

INDEX

A

Accélérateurs 148, 152
Additifs 28
Agents de mouture 28
Air entraîné 146
Air occlus 146
Alcalins 64, 97, 109
Alcali-réaction 202, 235
Alite 26
Aluminate tricalcique C3A 26, 39, 100, 105, 323
Alumino-ferrite tetracalcique 26
Analyse granulométrique 114
Anhydrite 28
Antigels 150, 152

B

Badigeons 84
Bélite 26
Bétons à Ultra Hautes Performances 332
Bétons Autoplaçants 335
Bétons de propreté 103
Bétons prêts à l'emploi 193
Bétons de fibres 356
Bétons hautes performances 101, 327
Bétons de masse 100
Bétons maigres 100
Bétons pompés 105, 291
Bétons précontraints 101
Bétons projetés 106, 361
Bétons réfractaires 103, 355
Bétonnières 288
Blaine 35, 43, 44

C

Calages 85
Candlot 38, 323
Carbonatation 203
Carrelages 85
Cendres volantes 27
Chaleur d'hydratation 35, 40, 59, 61, 71
Chapes 86
Chaux aériennes 48, 49
Chaux de construction 48, 68
Chaux grasse 49
Chaux hydrauliques 47
Chaux libre 26, 36
Chlorures 122, 140, 148, 331
Ciment à maçonner 46, 67
Ciment Alumineux Fondu 43, 63, 97
Ciment prompt naturel 44, 66
Classe des ciments 40
Classe des ciments 40
Clinker 25, 29
Coefficient d'absorption 125, 131
Coefficient d'aplatissement 116
Compacité 124, 204, 208, 230, 249
Compression 172, 393
Cône d'Abrams 162, 169, 189, 238, 295
Consistance 189, 238, 289
Contrôle 370

Convenance 152, 235, 370
Cure du béton 314

D

« D » des granulats 114, 161, 213, 238
Dallages 86
Densité 123, 262
Dilatation 197
Dispersion résultats 190, 192
Dosage en ciment 79, 82, 99, 240
Dosage en eau 167, 174, 215, 241
Durabilité 235
Durcissement 34, 181, 187, 195

E

Eau de mer 74, 75, 109, 323
Eau d'hydratation 33
Eau efficace 169, 262, 264, 300
Eau libre 33
Eaux industrielles 97
Eaux pures 64, 66, 74, 108
Effet de paroi 160
Egouts 87
Elasticité 200, 330, 343, 350
Eléments coquilliers 127
Enduits 87
Entraîneur d'air 146, 152
Environnement 73, 78, 178, 297
Equivalent de sable 118, 245
Essai au bleu 119, 121
Ettringite 122, 140, 202
Eventement 35
Expansion 36, 39

F

Fausse prise 35
Fendage 172, 395
Filler 28
Finesse de mouture 34, 35
Fluage 160, 198, 331, 343, 350
Foisonnement 135
Fondations 91
Formes de pente 92
Fragmentation dynamique 126
Friabilité 126
Fumées de silice 28, 101, 328

G

G/S 178, 181, 213, 226, 237, 252
Gonflement 37
Granularité 178, 205
Gypse 28, 31, 35

H

Huiles 64, 97, 140
Hydrocarbures 44, 97, 118
Hydrofuges 149

I

Indice d'hydraulicité 33

J

Joints de reprise 311

L

Laitier 26
Le Chatelier 36
Liant équivalent 79, 298
Los Angeles 126
Lot 192, 387, 388

M

Malaxeurs 288, 300
Maniabilimètre 164
Masse spécifique 123
Masse volumique 123
Matières organiques 121, 140
Maturation 187
Micro-Deval 126
Module de finesse 132, 207, 216, 244, 245, 252, 263
Mortiers de pose 92
Moulages 93, 107

N

Nitrates 78, 97, 140

O

Ouvrabilité 161, 167, 234
Oxyde de magnésium 26, 36

P

Parement 311
Pieux 93
Piquage 385
Plastifiants 143, 151, 170
Porosité 124, 204
Pouzzolane 27
Prélèvements 387
Prise 34, 140
Produits de cure 150
Propreté 118
Puits 94

R

Rayon moyen 239
Recouvrement des aciers 236, 323
Réparations 94
Réservoirs 95
Résistance caractéristique 173, 188, 191, 301, 385
Retardateurs 149, 152
Rétenteurs d'eau 145
Retrait 35, 195, 330, 343

S

Scellements 95
Scléromètre 373
Ségrégabilité 234, 252, 253, 307, 310
Semelles de fondation 96
Sensibilité au gel 127
Silicate bicalcique C_2S 26
Silicate tricalcique C_3S 26, 33, 39, 105
Silos 96
Slump test 162, 169, 238
Souches de cheminées 98
Soude 97
Soufre 121
Sulfate de calcium 28
Sulfates 38, 75, 77, 91, 108, 122, 140, 201, 323
Superplastifiants 101, 144, 151

T

Temps chaud 72, 319
Temps froid 71, 316
Tolérances 290, 299
Traction par flexion 172, 394

U

Usure 109, 132, 151, 357

V

Vibration 305, 378

Composition : SCM

Imprimé en France - JOUVE, 11, bd de Sébastopol, 75001 Paris
N° 414831X - Dépôt légal : Novembre 2006

N° d'éditeur : 5972

Béton

Huitième édition

Nouveau guide du béton et de ses constituants

Jean FESTA - Georges DREUX

Le Nouveau guide du béton et de ses constituants, nouvelle édition de l'ouvrage de référence écrit par Georges Dreux, a été entièrement réécrit et remis à jour par Jean Festa. Il met l'accent sur les constituants du béton, leurs caractéristiques, le choix du ciment et les nouvelles normes qui se sont multipliées depuis la précédente édition.

Compte tenu de l'évolution des techniques, de l'apparition de nouveaux produits et enfin de la révision des normes et de la réglementation, la formulation et les spécifications des bétons méritaient d'être actualisées, la méthode de calcul des compositions de bétons mise au point par Georges Dreux restant le cœur de l'ouvrage.

Cet ouvrage se compose de cinq parties : la première est consacrée aux ciments, composants essentiels du béton. Elle permet non seulement de retrouver les caractéristiques propres à chaque catégorie de ciments et les domaines d'utilisation qui lui sont propres, mais également de déterminer, en fonction des ouvrages à réaliser, le type et la classe du liant le mieux approprié en fonction de l'environnement, des contraintes appliquées et des moyens de mise en œuvre disponibles sur le chantier.

La deuxième partie, consacrée aux autres constituants du béton tels les granulats, l'eau, les adjuvants, les matériaux d'addition... rappelle leurs caractéristiques et les spécifications auxquelles ils doivent répondre pour respecter les nouvelles normes et permettre la confection de bétons capables de résister aux contraintes auxquelles ils sont soumis.

Enfin, l'étude du béton proprement dit fait l'objet des trois autres parties. Ainsi, tous les aspects de ce matériau sont traités depuis le calcul de sa composition jusqu'à son contrôle final en passant par sa confection, sa mise en œuvre ainsi que l'examen des bétons spéciaux (bétons à hautes performances, bétons de fibre, bétons prêts à l'emploi...).

Respectant l'esprit des précédentes éditions, cet ouvrage de référence permet d'avoir une vue d'ensemble de tous les paramètres régissant la qualité et la pérennité du béton, qui a permis, ces dernières années, les réalisations les plus audacieuses et spectaculaires.

Sont fournis sur le poster un tableau d'emploi des divers types de ciments en fonction de leur classe et leur type d'utilisation et un tableau d'emploi des ciments en fonction de leurs propriétés.

Jean Festa, ingénieur ETP, a fait toute sa carrière au Centre Expérimental du Bâtiment et des Travaux Publics (CEBTP), où ses fonctions de Responsable du contrôle des chantiers et des matériaux l'ont amené à donner toute leur importance au choix des constituants du béton et au respect des règles de mise en œuvre.

Georges Dreux (†) était ingénieur en chef au Centre Expérimental du Bâtiment et des Travaux Publics (CEBTP), professeur au Centre des Hautes Études de la Construction (CHEC), à l'École Spéciale des Travaux Publics (ESTP) et à l'École Normale Supérieure de l'Enseignement Technique (ENSET).

www.barbary-courte.com

Code éditeur : G10231
ISBN : 2-212-10231-3
ISBN 13 : 978-2-212-10231-4

9 782212 102314

www.editions-eyrolles.com
Groupe Eyrolles | Diffusion Geodif | Distribution Sodis

56 €